IV-1.390

M. ROCHE

hydrologie de surface

GAUTHIER-VILLARS PARIS

ORSTOM

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

BIBL. CENTR. UNIV.
M. [illegible] BCU IAȘI
[illegible]
IV-1390

BCU IAȘI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

B.C.U. Iași
625/c/5470
1822
8126

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

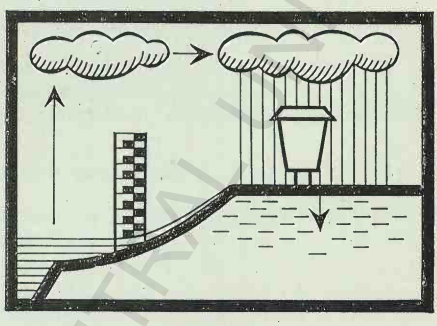
HYDROLOGIE DE SURFACE

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

M. ROCHE

Ingénieur Hydrologue à l'Electricité de France
Chargé de la Direction des Études au Bureau Central Hydrologique de l'ORSTOM
Maître de Conférences à l'Ecole Nationale du génie Rural

HYDROLOGIE DE SURFACE



OFFICE DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ET TECHNIQUE OUTRE-MER - (PARIS)

330285
B.C.U. IASI

GAUTHIER-VILLARS ÉDITEUR - PARIS
1963

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

I. 4862
Bibliotheca de Geologie-Geogra...
T. IV-1390.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

© 1963 by ORSTOM and Gauthier-Villars Paris
Tous droits de traduction, de reproduction et d'adaptation réservés pour tous pays.

TABLE DES MATIÈRES

PRÉFACE 11

BIBLIOGRAPHIE D'ORDRE GÉNÉRAL 15

INTRODUCTION. — Statistique et calcul des probabilités en hydrologie 17

1. Quelques définitions générales 17

A) Notion d'événement 17
B) Notion de probabilité 18
C) Variable aléatoire 18
D) Moments 18
E) Fréquence, échantillonnage 19

2. Propositions essentielles du calcul des probabilités 20

A) Probabilités totales 20
B) Probabilités composées 21
C) Lois à deux variables, dépendance stochastique 22

3. Lois de probabilité à une variable 23

A) Loi de Gauss ou loi normale (théorème central limite) 24
B) Loi exponentielle 26
C) Loi de Goodrich 27
D) Loi de Gumbel 27
E) Loi de Jenkinson 28
F) Lois de Pearson 28
G) Lois de Halphen 29
H) Lois Tronquées 30

4. Méthodes d'estimation des paramètres dans les lois à 1 variable 30

A) Méthode du maximum de vraisemblance 30
B) Estimation des paramètres par le calcul des moments 31
C) Ajustement graphique des fonctions de répartition 32
D) Le test du x^2 33
E) Exemples d'application pour quelques lois classiques 35
F) La confiance statistique 44

5. Retour sur la notion de régression 45

A) Loi de Gauss à deux variables - Régression linéaire 45
B) Régression multiple à deux ou plusieurs variables 49

6. Notions d'échantillonnage au hasard 52

Bibliographie 52

BCU LAUSANNE CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

CHAPITRE I. — PRÉCIPITATIONS.

1. Mesure de la pluie 55

A) Le pluviomètre 55
B) Le pluviographe 57

2. Les résultats pluviométriques 62

3. Etude statistique des pluies ponctuelles 68

A) Répartition des pluies journalières 69
B) Répartition des pluies annuelles 71
C) Méthode des stations-années 76

4. Pluie moyenne sur un bassin 77

A) Homogénéisation des données pluviométriques annuelles 78
B) Méthode de Thiessen 81
C) Méthode des isohyètes 82
D) Le problème de l'abattement 84

5. Etude des intensités 96

A) Composition des hyétogrammes, hyétogrammes classés 97
B) Relation Intensité-Durée 100
C) Analyse d'un hyétogramme du point de vue de l'écoulement 104

Bibliographie 105

CHAPITRE II. — ÉVAPORATION, ÉVAPOTRANSPIRATION ET LEURS FACTEURS CONDITIONNELS.

1. Mesure des températures 108

A) Température de l'air 108
B) Dépouillement des mesures 110
C) Température de l'eau 111

2. Mesure de l'humidité de l'air 111

A) Rappel de quelques notions 111
B) La formule psychrométrique 112
C) Les différents types de psychromètres 113
D) L'influence de la pression atmosphérique 114
E) Dépouillement des observations 115

3. Mesure du rayonnement solaire 117

A) Piles thermo-électriques (ou thermopiles) 117
B) Pyrhéliomètres 118
C) Pyranomètres à thermopiles 119
D) Pyranomètre à bilames 120
E) Pyranomètres totalisateurs à distillation 120
F) Héliographes 122

4. Mesure du vent 123

5. Mesure de l'évaporation 124

A) Les atmomètres 124
B) Les bacs évaporatoires 125
C) Nappes d'eaux naturelles 128

BCU LAUSANNE UNIVERSITY LIBRARY

6. Formules relatives à l'évaporation et à l'évapotranspiration 131

A) Loi de Dalton 132
B) Bilan énergétique 133
C) Formule de Penman 138
D) L'évapotranspiration 138

Bibliographie 139

CHAPITRE III. — LE COMPLEXE PHYSIQUE DU BASSIN VERSANT.

1. Caractéristiques de forme 144

A) Indice de compacité 144
B) Le relief 146
C) Le rectangle équivalent 147
D) Indices de pente 150
E) Le réseau hydrographique 152
F) Endoréïsme 154

2. Le sol 155

A) Caractéristiques des sols et régimes hydrologiques 155
B) Mesure directe de l'infiltration 161
C) Caractéristiques de l'infiltration en hydrologie 164

3. Influence de la végétation sur l'écoulement 171

Bibliographie 172

CHAPITRE IV. — STATIONS HYDROMÉTRIQUES - MESURES DE DÉBITS

1. Mesure des hauteurs 173

A) Echelles limnimétriques 173
B) Limnigraphes 174

2. Matériel de jaugeages 182

A) Moulinets 182
B) Perches, saumons, treuils, accessoires divers 184
C) Embarcations 188
D) Transporteurs aériens 189

3. Procédés de jaugeages au moulinet 191

A) Sections de jaugeage 191
B) Jaugeages à gué 192
C) Jaugeages au câble 192
D) Jaugeages sur passerelle 196
E) Jaugeages au cercle 197
F) Jaugeages par intégration 198

4. Dépouillement des jaugeages au moulinet 200

A) Méthode des paraboles 202
B) Méthode des isotaches (ou isodromes) 204
C) Dépouillement des jaugeages par intégration 204

5. Jaugeages aux flotteurs 205

BCU LAUSANNE UNIVERSITY LIBRARY

6. Les jaugeurs 208

7. Jaugeages chimiques 210

A) Jaugeages par injection continue 210
B) Méthode globale (ou par intégration) 218

8. Utilisation des formules d'écoulement 221

CHAPITRE V. — RÉSULTATS D'OBSERVATIONS HYDROLOGIQUES

1. Relevés limnimétriques 225

A) Exploitation normale d'une échelle 226
B) Relevés anciens 227
C) Relevés limnigraphiques 230

2. Courbes d'étalonnage 231

A) Stations stables à lois hauteur-débit univoques 231
B) Stations stables à lois hauteur-débit non univoques 239
C) Stations instables 240
D) Stations à variations rapides du plan d'eau 241

3. Barèmes et traductions 243

4. Données de base 245

A) Débits moyens mensuels 245
B) Module annuel 246
C) Hauteur de précipitation moyenne sur le bassin 247
D) Déficit et coefficient d'écoulement 247
E) Etiages, crues et débits caractéristiques 248
F) Préclassements 251

CHAPITRE VI. — ORGANISATION RATIONNELLE D'UN SERVICE HYDROLOGIQUE.

1. Organisation générale 253

2. Réseaux hydrométriques 254

A) Réseau original 254
B) Bassins-échantillons 256
C) Rationalisation du réseau original 256

3. Réseaux hydrométéorologiques 259

4. Etudes générales sporadiques 261

5. Etudes particulières 261

6. Classement des données hydrologiques 262

A) Fichier des stations 262
B) Dossiers hydrologiques 263
C) Fichier de données de base 264

7. Annuaires hydrologiques 264

8. La coopération inter-Etats 265

BCU LAUSANNE CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

CHAPITRE VII. — BASSES-EAUX.

1. Etude du tarissement 267

2. Etiages et débits de basses eaux 276

3. Corrélations hydropluviométriques relatives aux basses eaux 277

A) Méthode de la charnière 278
B) Indices de sévérité 283

4. Exploitation pratique des données de basses eaux 284

A) Aménagement au fil de l'eau sans aucune possibilité de réserve 284
B) Aménagement de basses eaux avec possibilités de réserve 286

CHAPITRE VIII. — CRUES DES GRANDS ET MOYENS BASSINS.

1. Genèse des crues - Leurs causes et leurs effets 289

2. Eventualité des crues 291

3. Corrélations hydropluviométriques relatives aux crues 293

A) Observations 294
B) Interprétation de l'hydrogramme 297
C) Etablissement d'un bilan hydrologique 298

4. Etude statistique des crues instantanées 299

5. Prévision des crues 309

A) Le mécanisme de la propagation et les méthodes qui en découlent .. 309
B) Méthodes statistiques d'annonce des crues 313
C) Méthodes hydropluviométriques et hydrométéorologiques 314
D) L'organisation d'un réseau de prévisions 316

CHAPITRE IX. — HYDROLOGIE ANALYTIQUE - CRUES DES PETITS BASSINS

1. Données et principes de l'hydrologie analytique 319

2. L'hydrogramme unitaire (L. K. Sherman) 323

A) Hypothèses de base 323
B) Définitions 326
C) Mise en œuvre de la méthode et présentation des résultats 328
D) Quelques commentaires et utilisation pratique des résultats 333

3. L'hydrogramme synthétique (J. Larrieu) 335

A) Principe de la méthode 335
B) Application de la méthode 337

Bibliographie 339

CHAPITRE X. — ÉTUDE DES MODULES.

1. Distribution statistique des modules à une station 341

2. Corrélations pluies annuelles-modules 347

A) Nature des corrélations 347

BCU IAM CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

B) Extension des données 349
C) Amélioration de la connaissance des caractéristiques statistiques concernant les modules au moyen des données pluviométriques 349

3. Graphiques de fonctionnement d'un grand bassin 350

4. Module spécifique - Détermination du module d'un bassin quelconque 354

CHAPITRE XI. — TRANSPORTS SOLIDES.

1. L'érosion continentale et le transport solide 357

2. Aspect théorique du problème de transport 359

A) Caractéristiques des matériaux 360
B) Etude théorique de la suspension 362
C) Etude théorique du charriage 364

3. Mesure des débits solides 369

A) Mesure des matériaux en suspension 370
B) Mesure du charriage 373

Bibliographie 375

CHAPITRE XII. — TECHNIQUES SPÉCIALES AUX ZONES DÉSERTIQUES

1. Difficultés du problème 377

2. Principes généraux de l'organisation des études 378

3. Organisation matérielle d'une campagne 382

Annexe 1. — Lexique anglais-français des termes hydrologiques 386

Annexe 2. — Tables psychrométriques 390

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

PRÉFACE

LE parfait hydrologue devrait avoir acquis des connaissances approfondies dans des domaines très divers tels que : hydraulique, hydrodynamique fluviale, calcul des probabilités, climatologie, géologie, pédologie, géomorphologie; on peut même ajouter que quelques notions de critique historique ne seraient pas superflues. Nous en oublions certainement. Encore, n'envisageons-nous que le spécialiste d'Europe; pour les pays en voie de développement, il faudrait ajouter une pratique suffisante de la mécanique automobile, de la navigation, de la charpente, de la maçonnerie, etc. On concevra aisément qu'une formation aussi complète se rencontre très rarement. Et, cependant, Marcel Roche n'est pas loin d'en présenter un exemple, comme on peut le voir par le déroulement de sa carrière.

Engagé en 1947 par un grand laboratoire d'hydraulique, il a pu se familiariser pendant trois ans avec les problèmes d'hydraulique appliquée et la technique de l'irrigation. En 1950, il entrait au Service Hydrologique de l'Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre-Mer : une courte formation complémentaire d'hydrologie dans le sud du Tchad lui fit découvrir les méthodes d'études très particulières des cours d'eau sahéliens; elle lui laissa aussi de bons souvenirs de tournées dans ces marécages où les déplacements prennent facilement un caractère épique. Cette formation s'est achevée par un très court stage sur le bassin de la Bénoué, de régime tropical tout à fait classique. En décembre 1950, il créait la section hydrologique de l'Oubangui. A cette époque, les Services Hydrologiques d'Outre-Mer n'employaient pas d'agents techniques et l'ingénieur devait non seulement effectuer lui-même toutes ses mesures de débits, mais encore bétonner les échelles, mettre en place les câbles, construire les portières, piloter son véhicule sur ce qu'il est convenu d'appeler une *piste*, en saison des pluies. Ce fut là un excellent stage pour un hydrologue qui, jusqu'ici, était plus particulièrement doué pour les calculs statistiques. En 1951 et 1952, M. Roche installait le réseau de stations de jaugeage sur l'ensemble du territoire (620 000 km^2) et commençait l'étalonnage de ces stations, notamment celui de Bangui où une série de jaugeages de 900 à 10 000 m^3/s permettait de transformer rapidement en débits 25 années de lectures de hauteurs d'eau. Vers la fin de son séjour, il entreprenait sur la Ngola, au voisinage de Bangui, l'aménagement d'un des premiers bassins expérimentaux de l'Afrique d'Expression française.

A la fin de 1952, il entrait à Electricité de France, mais il ne quittait pas le Service Hydrologique de l'Orstom, étant affecté au Bureau Central de ce service à Paris, comme le permettait les accords conclus entre les deux organismes. Il a pu ainsi collaborer à la plupart des études entreprises par ce service. Pour un hydrologue, cette formation était exceptionnelle par la diversité des climats et des régimes rencontrés puisqu'ils intéressent une grande partie de l'Afrique, certaines régions de l'Asie, de l'Amérique du Sud, de l'Océanie et même, occasionnellement, certaines parties du bassin méditerranéen. Presque tous les ans, depuis cette époque, une mission de quelques mois lui permet de se retremper au milieu des dures et saines réalités des études sur le terrain. C'est ainsi qu'il a dirigé les études hydrologiques pour le projet de barrage du Konkouré de 1954 à 1956, qu'il a contrôlé l'ensemble des recherches des bassins

ORSTOM-FONDS DOCUMENTAIRE-LIBRARY

expérimentaux d'Afrique Occidentale en 1957. Il a participé, à cette occasion, à la mise au point des méthodes d'études du Service et a notamment codifié l'équipement de ces bassins. En même temps, il a nettement amélioré nos méthodes d'observations de l'évaporation sur nappe d'eau libre et des données climatologiques annexes. Il a participé également aux études d'hydrologie en zones désertiques dans lesquelles Orstom est maintenant spécialisé. Au cours de ces missions, il a parcouru sensiblement la totalité des territoires de l'ex-Afrique Occidentale et Equatoriale française.

A Paris, il dirige depuis 1952 la préparation et la publication de l'annuaire hydrologique de la France d'Outre-Mer, collabore à l'établissement de la plupart des grandes monographies dont celle du Niger, indépendamment de l'exécution de très nombreuses études sur des cours d'eau dont, en général, il a parcouru le bassin. Ayant à étudier les régimes les plus variés, il a eu l'occasion de déterminer, dans chaque cas, la méthode d'interprétation la mieux adaptée.

Cette riche expérience lui a permis de mettre au point pour les élèves de l'Ecole du Génie Rural un cours de travaux pratiques qui s'est vite transformé en un cours de travaux pratiques et d'interprétation. A cette occasion, notre service a ressenti le besoin général de manuels d'hydrologie de langue française plus particulièrement adaptés aux pays en voie de développement et aux méthodes de travail des hydrologues français. Fort heureusement, le remarquable ouvrage de G. Réménieras *l'Hydrologie de l'Ingénieur* répondait en grande partie à cette demande. Il restait, sur le plan pratique, à compléter la formation nécessaire aux futurs hydrologues en vue de l'exécution des observations et des mesures sur le terrain et de l'interprétation des résultats. C'est là le but du présent ouvrage qui expose les méthodes, classiques ou non, employées par le service hydrologique de l'Orstom, méthodes dont une grande partie a été conçue ou adaptée par l'auteur.

L'introduction donnera peut-être quelques difficultés au lecteur peu familiarisé avec le calcul des probabilités. Elle a déjà donné lieu à certaines controverses entre l'auteur et ses collègues. Mais il semble difficile, si l'on veut sortir l'hydrologie du domaine qualitatif de ne pas indiquer dès le début qu'il s'agit de l'étude de phénomènes aléatoires. Il n'est pas indispensable de suivre tout le détail du raisonnement mathématique, ce qui est peut-être fort ardu pour l'hydrologue qui ne conserve déjà plus de ses années d'étudiant que des souvenirs confus, ou pour celui dont la formation générale était assez éloignée des mathématiques. L'essentiel est d'arriver à des concepts statistiques des diverses caractéristiques d'un régime hydrologique, même si ce concept présente un caractère quelque peu intuitif : par exemple, on doit considérer qu'un minimum absolu sur l'unique année d'observations dont on peut disposer correspond simplement à une valeur prise au hasard dans la collection infinie des étiages absolus annuels et qu'il ne faut pas s'attendre à des merveilles si on décide arbitrairement que sa valeur est voisine de la médiane ou de la moyenne interannuelle. De même, une *année sèche* ne se comprend que rattachée à une fréquence ou à une période de retour donnée. Un débit moyen interannuel calculé sur 30 ou 50 ans, lorsqu'il est adopté comme module correspondant à une période infinie, suppose implicitement un intervalle de confiance qu'il n'est pas toujours nécessaire de savoir calculer, mais auquel il est bon de songer chaque fois que l'on veut avoir une idée de la valeur du chiffre fourni aux utilisateurs. Nous conseillons donc au lecteur peu familiarisé avec les quelques notions de statistique présentées dans cette introduction, de faire un effort pour en saisir l'essentiel, ce qui augmentera beaucoup le profit qu'il pourra tirer de cet ouvrage.

Cependant, si l'auteur insiste sur le rôle primordial de la statistique, il n'est pas dans ses intentions d'en exagérer l'importance. En particulier, dans l'estimation des diverses caractéristiques d'un régime, surtout celle des débits de fréquences rares, le calcul des probabilités

ne doit être considéré que comme un outil. Rien ne remplace une bonne explication physique des phénomènes. La moindre ombre de contradiction entre l'influence des facteurs conditionnels et une loi statistique que l'on chercherait à ajuster aux données expérimentales doit amener à l'abandon de cette loi pour l'extrapolation des courbes expérimentales. Un exemple peut illustrer ce simple rôle d'*outil*. L'expérience a montré que la distribution des précipitations annuelles correspondait sensiblement à une distribution de Gauss. Des études plus approfondies ont montré qu'en réalité, la courbe de densité de fréquence était parfois légèrement dissymétrique, mais on a conservé cependant jusqu'à la fréquence décennale la distribution de Gauss car elle représente encore, jusqu'à cette fréquence les phénomènes naturels avec suffisamment d'exactitude et, en plus, elle est d'un emploi beaucoup plus commode que toute autre loi plus complexe qui représenterait mieux les résultats expérimentaux au delà de la fréquence décennale.

Un autre exemple montre bien que la statistique ne saurait résoudre tous les problèmes. Le Congo a présenté, au début de 1962, une crue exceptionnelle. Après bien du mal, M. Roche a fini par ajuster une loi compliquée à la courbe des débits classés sur 60 ans. Le point figuratif de la crue 1962 est tellement aberrant qu'il correspondrait peut-être à une période de retour de 1 000 000 d'années au moins. Or l'étude physique du phénomène montre bien que la période de retour est certainement beaucoup plus faible. Dans ce cas, tout ce que l'on peut dire, c'est que la fréquence de la crue est très inférieure à la fréquence centenaire. Les conclusions de l'étude statistique doivent ici être modifiées après l'examen des facteurs composants.

La première partie de cet ouvrage (chapitres I, II et III) traite des facteurs conditionnels les plus importants, les précipitations, l'évaporation et le bassin, à la fois sous l'angle de leur mesure et de l'interprétation pour les deux premiers; le troisième facteur, souvent négligé, fait ici l'objet de considérations quantitatives dont certaines sont tout à fait originales.

Le seconde partie (chapitres IV, V et VI) concerne l'obtention des débits bruts. Ce travail, considéré souvent comme une tâche de manœuvre, est extrêmement important. Que d'erreurs ont été faites avec des déductions valables sur des mesures fausses! Les chapitres V et VI correspondent à des problèmes assez rarement évoqués. Ils sont d'ailleurs plus faciles à résoudre en pays neufs. Mais la condition essentielle, pour disposer en temps voulu de données hydrologiques utilisables, est l'existence d'un service hydrologique autonome, pourvu de moyens financiers suffisants. Lorsque, pour une réalisation quelconque, on s'avise qu'il serait bon de procéder à une étude hydrologique, c'est très souvent 20 ans trop tard. Il faut donc que ces études soient effectuées à l'avance, en dehors de tout objectif trop localisé.

La troisième partie (chapitres VII, VIII, IX et X) concerne les méthodes d'estimation des diverses caractéristiques hydrologiques à partir des données brutes. Ces chapitres ont été déduits de l'expérience très vaste de l'auteur et de ses collègues.

Les deux derniers chapitres sont relatifs des problèmes particuliers : transports solides et régions désertiques.

On appréciera certainement d'une part les exemples numériques donnés pour chaque méthode de calcul, exemples qui en facilitent très largement l'emploi et, d'autre part, la bibliographie réduite qui suit chaque chapitre.

Bien entendu, à peine l'auteur avait-il terminé son manuscrit qu'il m'a confié que telle ou telle partie aurait intérêt à être remaniée ou complétée, à la suite d'études en cours, mais une fois de plus, le chercheur est placé devant le dilemme suivant : présenter une œuvre parfaite, travail qui s'étendrait peut-être sur 10 ou 15 ans, auquel cas les parties les plus anciennes ne seraient plus à jour au moment de la publication, ou présenter rapidement aux ingénieurs

qui en ont le plus pressant besoin un *outil* acceptable, même s'il ne donne pas absolument satisfaction en tous points. Avec le réalisme qui s'impose dans les pays en voie de développement, il a choisi la seconde solution. Nous ne saurions que le féliciter de son choix car, tel qu'il se présente, cet ouvrage constitue un apport très important à nos connaissances dans le domaine de l'hydrologie et nous sommes sûrs qu'il rendra les plus grands services à tous les ingénieurs qui auront à résoudre les problèmes liés à l'aménagement des grands et petits cours d'eau des régions tropicales et même de nos régions tempérées.

J. RODIER,

Chef du Service Hydrologique de l'ORSTOM,
Ingénieur en Chef à Electricité de France (IGECO)
Professeur à l'Ecole Nationale du Génie Rural.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Bibliographie d'ordre général

CLIMATOLOGIE

KENDREW W. G. — *Climatology*. Clarendon Press, Oxford 1957. 400 p., 16 photos hors-texte.

KENDREW W. G. — *The climates of the continents*. Clarendon Press, Oxford 1961. 608 p.

PEGUY Ch. P. — *Précis de climatologie*. Masson & C^ie^, Paris 1961. 347 p.

PETTERSSEN S. — *Weather analysis and Forecasting*. Vol. I : Motion and Motion systems, 428 p. ; vol. II : Weather and Weather systems, 266 p., Mc Graw-Hill Book C^o^, New-York-London 1956.

ROULLEAU J. et TROCHON R. — *Météorologie générale*, 2 volumes. Gauthier-Villars, Paris 1952-1958.

HYDROLOGIE

BUTLER S. S. — *Engineering hydrology*. Prentice-Hall, Englewood Cliffs 1957. 356 p.

JOHNSTONE D. and CROSS W. P. — *Elements of applied hydrology*. The Ronald Press Company, New-York 1949. 275 p.

LINSLEY R. K., KOHLER M. A. and PAULHUS J. L. H. — *Applied hydrology*. Mc Graw-Hill Book C^o^, New-York - Toronto - London 1949. 689 p.

MEINZER O. E. et collaborateurs. — *Hydrology*. Dover Publications, Mc Graw-Hill Book C^o^, New-York 1942. 712 p.

PARDE M. — *Cours de Potamologie*, 2 volumes. E.I.H., Grenoble 1943.

PARDE M. — *Fleuves et rivières*. Ed. Armand Colin, Paris 1947. 224 p.

REMENIERAS G. — *L'Hydrologie de l'Ingénieur*. Eyrolles, Paris 1960. 413 p.

WISLER C. O. and BRATER E. F. — *Hydrology*. John Willey and Sons, New-York. Chapman and Hall, London.

BCU MSI CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

INTRODUCTION

STATISTIQUE ET CALCUL DES PROBABILITÉS EN HYDROLOGIE

Le but de cette introduction est de fournir au lecteur, qui ne serait pas familiarisé avec ces disciplines mathématiques, des indications suffisantes pour comprendre les applications qui en seront faites au cours du présent ouvrage. C'est également d'en permettre l'application par le lecteur lui-même et notamment la conduite des calculs jusqu'au résultat numérique.

C'est pourquoi, si nous nous sommes contentés d'une simple esquisse des principes de base, si nous n'avons donné aucune démonstration d'aucun théorème fondamental, nous avons par contre insisté, souvent lourdement, sur certains détails de la pratique des calculs. Nous introduirons également quelques tables pouvant être contenues dans le cadre de cet ouvrage : aucune ne sera citée sans que soient données les références précises permettant de se la procurer.

1. QUELQUES DÉFINITIONS GÉNÉRALES

A) **Notion d'événement** (symbole $\overline{a}$, $\overline{b}$...)

Le mot est employé dans son sens trivial : telle chose s'est produite (événement réalisé), peut se produire (événement possible), etc. On note que l'événement a ne s'est pas produit par le symbole $\overline{a}$ (événement contraire).

Un certain nombre d'opérations dites « logiques » peuvent être définies sur les événements, notamment :

Somme logique ou *réunion* : symbole $a + b$, signifie que a **ou bien** b s'est produit. C'est également un événement.

Produit logique ou intersection : symbole $a.b$, signifie que a **et** b se sont produits. C'est également un événement, etc., nous n'insisterons pas.

RUHR CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

B) Notion de probabilité

Épreuve. — Soit une collection d'événements possibles *a*, *b*... l'épreuve est l'opération élémentaire qui permet de réaliser un de ces événements, ou plusieurs d'entre eux simultanément.

Probabilité d'un événement élémentaire : nombre positif compris entre 0 et 1 attribué à un événement donné, soit par la structure même du problème étudié, soit par l'étude statistique d'une collection expérimentale d'événements.

C) Variable aléatoire

On appelle ainsi une variable X qui peut prendre des valeurs $x_1 \ldots\ldots x_i \ldots\ldots x_n$ avec des probabilités $p_1 \ldots\ldots p_i \ldots\ldots p_n$ (symbole v.a.).

Cas discret - cas continu :

Une v.a. est dite *discrète* lorsqu'elle ne peut prendre qu'un nombre dénombrable (fini ou infini) de valeurs.

Une v.a. est dite *continue* lorsqu'elle peut prendre n'importe quelle valeur dans un intervalle fini ou indéfini.

Pour la v.a. continue, on définit la probabilité élémentaire : probabilité pour que X soit compris entre x et $x + dx$, que l'on note $f(x)\,dx$. $f(x)$ est appelée *densité de probabilité.*

La probabilité pour que x soit compris dans l'intervalle (x_1, x_2) est donnée par $\int_{x_1}^{x_2} f(x)\,dx$.

Pour que $f(x)$ représente vraiment une densité de probabilité, il faut que la valeur de l'intégrale étendue à tout l'intervalle des variations possibles de x soit égale à 1. Nous supposerons dans ce qui suit que la v.a. peut prendre toutes les valeurs possibles de $-\infty$ à $+\infty$, sans considérer ce fait comme une condition restrictive.

D) Moments

On appelle moment d'ordre k la valeur de l'intégrale :

$$\int_{-\infty}^{+\infty} x^k f(x)\,dx \tag{1}$$

En particulier, le moment de premier ordre ($k = 1$) s'appelle la moyenne, on le note $\bar{x}$ ou m_1.

On appelle moment centré d'ordre k la valeur de l'intégrale :

$$\int_{-\infty}^{+\infty} (x - \bar{x})^k f(x)\,dx. \tag{2}$$

En particulier, le moment centré de second ordre ($k = 2$) s'appelle la variance, on le note μ_2 ou σ_x^2. Sa racine carrée est l'écart-type σ_x. On appelle écart réduit, ou parfois variable réduite de Gauss, la v.a. $\dfrac{x - \bar{x}}{\sigma_x}$.

Signalons enfin l'existence des paramètres statistiques suivants :

— *La médiane* x_m définie par :

$$\int_{-\infty}^{x_m} f(x)\,dx = \int_{x_m}^{+\infty} f(x)\,dx \tag{3}$$

— *Le mode* ou valeur la plus fréquente correspond au maximum de la densité de probabilité. On l'obtient donc en faisant $\frac{df(x)}{dx} = 0$.

— *La moyenne harmonique* x_h définie par :

$$\frac{1}{x_h} = \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{1}{x} f(x)\,dx \tag{4}$$

— *La moyenne géométrique* x_g définie par :

$$\log x_g = \int_{-\infty}^{+\infty} \log x\ f(x)\,dx \tag{5}$$

E) Fréquence - Échantillonnage

On dit qu'un événement est *favorable* lorsqu'il répond à l'attente que l'on s'était fixée, arbitrairement ou non, avant l'épreuve. Par exemple, dans le jeu de pile ou face on peut décider avant la partie que pile sera l'événement favorable. Dans une analyse des débits d'une rivière, si on s'intéresse aux débits supérieurs à 1 000 m³/s, tout débit répondant à cette condition sera un événement favorable.

Si l'on dispose d'un *échantillon* de N événements, obtenus soit par des épreuves répétées, soit par l'observation à intervalles de temps réguliers d'un phénomène naturel, il peut contenir n événements favorables, c'est-à-dire coïncidant avec l'événement attendu. Par exemple, sur un échantillon de 30 débits moyens annuels, on en trouve 5 supérieurs à 1 000 m³/s. On appelle fréquence, ou fréquence expérimentale, le rapport $F = \frac{n}{N}$, soit ici $\frac{1}{6}$.

Supposons maintenant que nous ayons un autre échantillon de 30 débits observés à la même station : on dit, en statistique, tiré de la même population. On trouvera pour 1 000 m³/s une fréquence expérimentale probablement différente. Il en sera de même pour d'autres échantillons. La fréquence ainsi définie est donc également une variable aléatoire : sa loi de probabilité est dite *loi d'échantillonnage*.

On montre (théorème de Bernouilly ou loi des grands nombres) que la fréquence calculée sur un échantillon tend vers la probabilité lorsque N augmente indéfiniment (convergence dans le sens des probabilités).

Dans le cas continu, nous calculerons soit la fréquence de non dépassement (n correspondant au numéro de classement des valeurs contenues dans l'échantillon par ordre croissant), soit la fréquence de dépassement (n : numéro de classement par ordre décroissant). La première est notée F_x ou $F(x)$: elle correspond pour la population infinie à la probabilité de non dépassement $\int_{-\infty}^{x} f(x)\,dx$. La seconde est notée $F_1(x)$: elle correspond à la probabilité de dépassement $\int_{x}^{+\infty} f(x)\,dx$. On désigne souvent, dans la pratique des calculs, les probabilités elles-mêmes

POLYTECHNIC UNIVERSITY LIBRARY

par les symboles $F(x)$ et $F_1(x)$ que l'on appelle alors fréquences théoriques; $F(x)$ est également désigné sous le nom de fonction de répartition.

On remarquera que la somme des fréquences F et F_1 ainsi calculées est supérieure à 1, ce qui est illogique. Soit 10 valeurs, pour fixer les idées, classées par ordre décroissant. La fréquence expérimentale de dépassement attribuée au n° 3 est $\frac{3}{10}$. Dans le classement inverse, la fréquence de non dépassement est $\frac{8}{10}$ et la fréquence de l'événement : *la valeur en question*

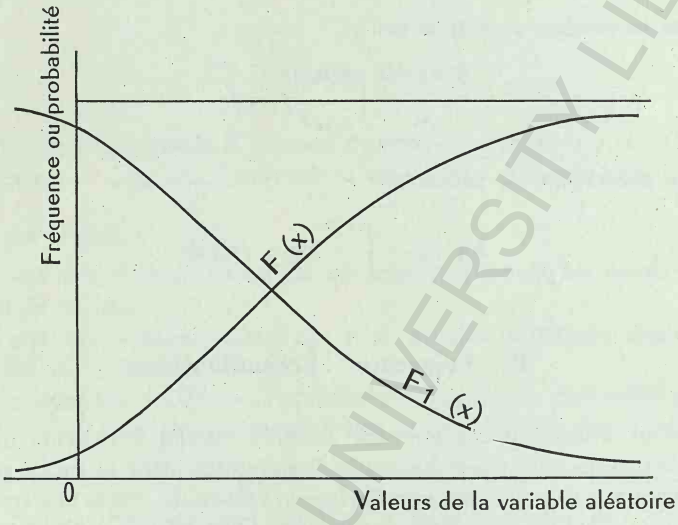


Fig 1 - Fonction de répartition

est dépassée, égalée ou non dépassée se trouve égale à 1,1 alors que, manifestement, elle doit être égale à l'unité. Nous ne nous étendrons pas sur ce point; signalons seulement qu'on peut lever cette anomalie soit en adoptant pour la fréquence expérimentale la valeur $\frac{n - \frac{1}{2}}{N}$, ainsi que nous l'avons admis, soit en prenant $\frac{n}{N+1}$, soit en calculant les deux fréquences F et $1 - F_1$ avec la formule de définition $\frac{n}{N}$ et en traçant des courbes en marches d'escalier.

2. PROPOSITIONS ESSENTIELLES DU CALCUL DES PROBABILITÉS

A) Probabilités totales

Si plusieurs événements s'excluent mutuellement, la probabilité pour que l'un ou l'autre de ces événements se produise est égale à la somme des probabilités relatives à chacun d'eux (opération d'union sur des ensembles disjoints).

ICU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

B) Probabilités composées

La probabilité pour que deux événements a et b soient réalisés simultanément est égale à la probabilité de l'un d'eux multipliée par la probabilité de l'autre, sachant que le premier est réalisé. On écrit :

$$\Pr(a.b) = \Pr(a).\Pr(b/a) \qquad (6)$$

Le 2e facteur du second membre s'énonce elliptiquement : *probabilité de b sachant que a* ; on l'appelle probabilité conditionnelle. La proposition s'étend au cas de plusieurs événements.

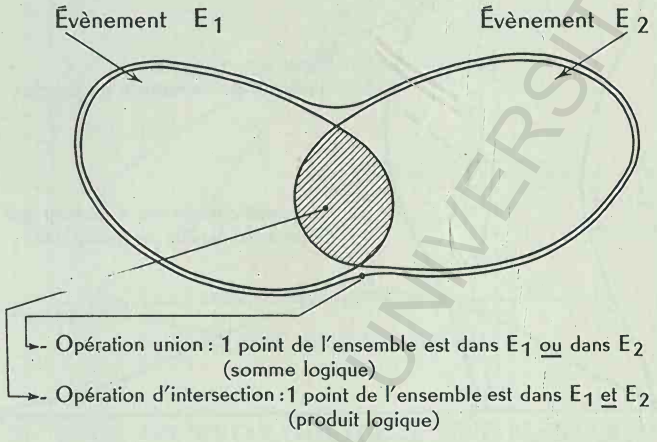


Fig 2 · L'Évènement vu sous l'angle de la Théorie des ensembles

On dit que les événements a et b sont indépendants si la probabilité de b n'est pas influencée par celle de a c'est-à-dire si $\Pr(b/a) = \Pr b$. On a alors : $\Pr(a.b) = \Pr(a).\Pr(b)$. Le théorème des probabilités composées demande à être appliqué avec discernement : si son application formelle est toujours correcte, un opérateur insuffisamment averti peut lui faire introduire des conditions restrictives que lui-même n'a jamais envisagées. Prenons le cas de la synthèse d'une crue à partir d'une précipitation donnée; nous supposerons que l'opération de synthèse, l'hydrogramme unitaire type du bassin étant connu, est entièrement déterminée par la hauteur de précipitation H et par les conditions préalables de saturation définies par exemple par la capacité apparente moyenne d'absorption Cam. Si H_{10} représente une averse décennale, comme dans l'étude des crues on s'intéresse aux probabilités de dépassement, l'événement correspondant est $H \geqslant H_{10}$: sa probabilité est égale à 1/10 (rapportée à l'année). A l'aide de cette pluie, on fait la synthèse de l'hydrogramme pour une valeur médiane de Cam : probabilité 1/2. On sait que Cam et H sont pratiquement des v.a. indépendantes; l'opérateur applique le théorème des probabilités composées et annonce fièrement que l'on doit attribuer à la crue trouvée la probabilité 1/20. Or, ce résultat est faux. En effet, il existe des crues de même importance fournies par des pluies supérieures à H_{10} et Cam inférieures à la valeur médiane et inversement. En réalité, le résultat dépend de la manière dont les deux variables élémentaires se composent pour donner la variable résultante (ici la crue). Ce point sera précisé par la suite.

SOIL MECHANICS LIBRARY UNIVERSITY

C) Loi à deux variables - Dépendance stochastique

Nous ne nous occuperons que du cas continu, seul intéressant en climatologie et en hydrologie.

Considérons deux v.a. X et Y suivant, chacune pour son propre compte, des lois de probabilité définies par des densités de probabilité $f(x)$ et $g(y)$. $f(x)\,dx$ est la probabilité pour que $x < X < x + dx$ et $g(y)\,dy$ la probabilité pour que $y < Y < y + dy$. La probabilité d'avoir simultanément $x < X < x + dx$ et $y < Y < y + dy$ est définie par une probabilité élémentaire $\rho(x, y)\,dx\,dy$, $\rho(x, y)$ étant appelée densité de probabilité pour la loi du couple (x, y). Les lois

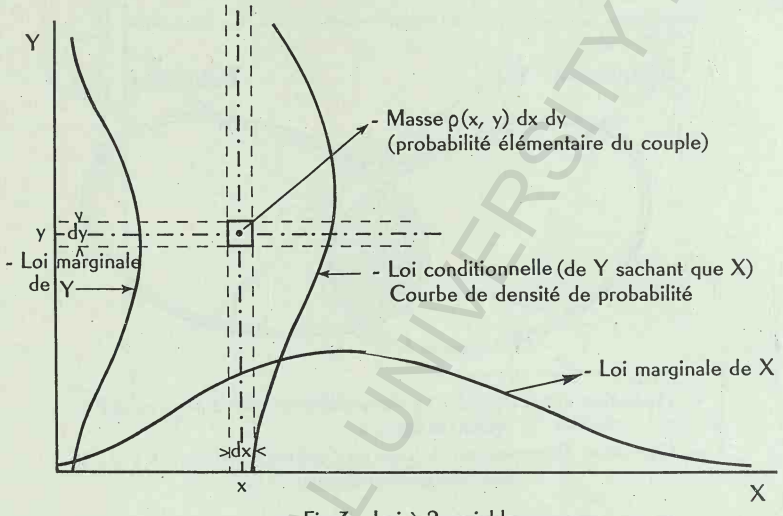


Fig 3 - Loi à 2 variables

définies par $f(x)$ et $g(y)$ sont dites lois marginales du couple. On montre que la condition nécessaire et suffisante pour que x et y soient indépendantes est que :

$$\rho(x, y) = f(x)\ g(y) \tag{7}$$

produit d'une fonction de x seul par une fonction de y seul.

S'il n'en est pas ainsi, on dit qu'il y a dépendance stochastique. La force de cette dépendance, ou liaison, peut être mesurée par le *coefficient de corrélation :*

$$r = \frac{\iint (x - \bar{x})\,(y - \bar{y})\,\rho(x, y)\,dx\,dy}{\sigma_x\,\sigma_y} \tag{8}$$

dans lequel figure au numérateur la *covariance* de x et de y ($\bar{x}$ et $\bar{y}$: valeurs moyennes de x et de y) et au dénominateur le produit des écarts-types de x et de y. Ce coefficient peut varier en valeur absolue de 0, pour des variables indépendantes, à 1 pour des variables liées par une relation fonctionnelle. Les valeurs positives correspondent à des covariations de même sens et les valeurs négatives à ces covariations de sens contraire.

Lorsqu'il y a *dépendance stochastique* (r significativement différent de zéro), la loi de probabilité de l'une des variables, sachant que l'autre a une valeur donnée, dépend de la valeur de cette autre variable : c'est la *loi de probabilité liée.* Exemple $F_y(x)$: probabilité inté-

grale de x liée par y; il lui correspond une densité de probabilité liée $f_y(x)$ différente de la densité marginale $f(x)$. On définit de même une moyenne conditionnelle :

$$\overline{x}_y = \int_{-\infty}^{+\infty} x\, f_y(x)\, dy \tag{9}$$

qui est une fonction de y. La courbe qui représente cette fonction est appelée courbe de *régression* de x liée par y. Il existe évidemment une régression de y liée par x.

La notion de corrélation sera précisée ultérieurement.

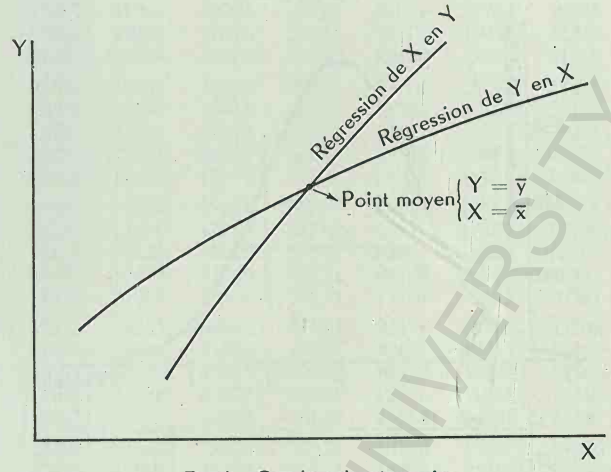


Fig 4 - Courbes de régression

3. LOIS DE PROBABILITÉ A UNE VARIABLE

D'après la définition axiomatique de la probabilité (répartition d'une masse unité sur un ensemble de points, fini ou infini, discret ou continu), toute fonction monotone croissante variant de 0 à 1 pour les limites assignées à la variable peut être considérée comme représentant une loi de probabilité : une telle fonction est dite fonction de répartition et nous avons vu que dans le cas continu, si la dérivée existe en chaque point, la fonction dérivée est appelée *densité de probabilité.*

En fait, dans l'application, la notion de probabilité est plus ou moins liée à celle de tirage au sort et les lois qui prétendent rendre compte de l'observation ou de l'expérimentation ne sont pas construites n'importe comment.

Le tirage au sort le plus simple se rapporte au jeu de pile ou face dans lequel on considère une variable aléatoire pouvant prendre les valeurs 0 ou 1 avec la même probabilité 1/2.

Toutes les autres lois de probabilités se déduisent de ce modèle très simple en le compliquant progressivement :

— Par généralisation (ex. : de pile ou face à variables de Bernouilly en remplaçant les probabilités 1/2, 1/2 par p et q);
— Par addition (loi binomiale : somme de variables de Bernouilly);
— Par passage à la limite (convergence en loi);
— Par changements de variables.

Il n'est pas dans notre propos d'énumérer ne fût-ce que les lois les plus usuelles, mais seulement celles qui seront utilisées dans cet ouvrage.

EAST AFRICAN CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

A) Loi de Gauss ou loi normale

On peut l'introduire comme loi limite de la loi binomale pour un nombre infini d'épreuves. Elle est de la forme :

$$\text{Prob}\,(X \leqslant x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{x} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\bar{x}}{\sigma}\right)^2} dx \qquad (10)$$

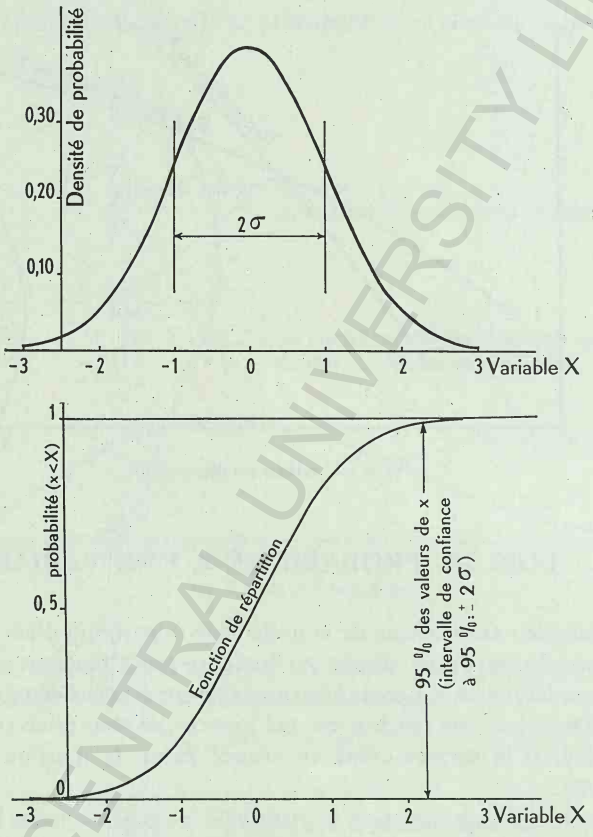


Fig 5 - Loi de Gauss (Variable de moyenne nulle et d'écart-type 1)

$\bar{x}$ étant la moyenne de la v.a., x et σ son écart-type, $\frac{x-\bar{x}}{\sigma}$ désigne donc l'écart d'une valeur x à la moyenne, mesuré en écart-type. On l'appelle écart réduit ou variable normale réduite. Par la suite, nous utiliserons généralement la loi de Gauss sous sa forme réduite, avec les notations :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{u} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \qquad \text{avec} \qquad u = \frac{x-\bar{x}}{\sigma} \qquad (11)$$

Les valeurs de F (x) sont fournies par la table de l'intégrale de Gauss, en fonction de l'écart-réduit u (tableau I).

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

TABLEAU I

Valeurs de l'intégrale de Gauss pour $u \geqslant 0$

(Probabilités pour que u soit supérieur ou égal à ...)

u	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0,0	0, 50000	49601	49202	48803	48405	48006	47608	47210	46812	46414
0,1	46017	45620	45224	44828	44433	44038	43644	43251	42858	42465
0,2	42074	41683	41294	40905	40517	40129	39743	39358	38974	38591
0,3	38209	37828	37448	37070	36693	36317	35942	35569	35197	34827
0,4	34458	34090	33724	33360	32997	32636	32276	31918	31561	31207
0,5	30854	30503	30153	29806	29460	29116	28774	28434	28096	27760
0,6	27425	27093	26763	26435	26109	25785	25463	25143	24825	24510
0,7	24196	23885	23576	23270	22965	22663	22363	22065	21770	21476
0,8	21186	20897	20611	20327	20045	19766	19489	19215	18943	18673
0,9	18406	18141	17879	17619	17361	17106	16853	16602	16354	16109
1,0	15866	15625	15386	15151	14917	14686	14457	14231	14007	13786
1,1	13567	13350	13136	12924	12714	12507	12302	12100	11900	11702
1,2	11507	11314	11123	10935	10749	10565	10383	10204	10027	**98525**
1,3	0,0 96800	95098	93418	91759	90123	88508	86915	85343	83793	82264
1,4	80757	79270	77804	76359	74934	73529	72145	70781	69437	68112
1,5	66807	65522	64255	63008	61780	60571	59380	58208	57053	55917
1,6	54799	53699	52616	51551	50503	49471	48457	47460	46479	45514
1,7	44565	43633	42716	41815	40930	40059	39204	38364	37538	36727
1,8	35930	35148	34380	33625	32884	32157	31443	30742	30054	29379
1,9	28717	28067	27429	26803	26190	25588	24998	24419	23852	23295
2,0	22750	22216	21692	21178	20675	20182	19699	19226	18763	18309
2,1	17864	17429	17003	16586	16177	15778	15386	15003	14629	14262
2,2	13903	13553	13209	12874	12545	12224	11911	11604	11304	11011
2,3	10724	10444	10170	**99031**	**96419**	**93867**	**91375**	**88940**	**86563**	**84242**
2,4	$0,0^2$ 81975	79763	77603	75494	73436	71428	69469	67557	65691	63872
2,5	62097	60366	58677	57031	55426	53861	52336	50849	49400	47988
2,6	46612	45271	43965	42692	41453	40246	39070	37926	36811	35726
2,7	34670	33642	32641	31667	30720	29798	28901	28028	27179	26354
2,8	25551	24771	24012	23274	22557	21860	21182	20524	19884	19262
2,9	18658	18071	17502	16948	16411	15889	15382	14890	14412	13949
3,0	13499	13062	12639	12228	11829	11442	11067	10703	10350	10008
3,1	$0,0^3$ 96760	93544	90426	87403	84474	81635	78885	76219	73638	71136
3,2	68714	66367	64095	61895	59765	57703	55706	53774	51904	50094
3,3	48342	46648	45009	43423	41889	40406	38971	37584	36243	34946
3,4	33693	32481	31311	30179	29086	28029	27009	26023	25071	24151
3,5	23263	22405	21577	20778	20006	19262	18543	17849	17180	16534
3,6	15911	15310	14730	14171	13632	13112	12611	12128	11662	11213
3,7	10780	10363	**99611**	**95740**	**92010**	**88417**	**84957**	**81624**	**78414**	**75324**
3,8	$0,0^4$ 72348	69483	66726	64072	61517	59059	56694	54418	52228	50122
3,9	48096	46148	44274	42473	40741	39076	37475	35936	34458	33037
4,0	31671	30359	29099	27888	26726	25609	24536	23507	22518	21569
4,1	20658	19783	18944	18138	17365	16624	15912	15230	14575	13948
4,2	13346	12769	12215	11685	11176	10689	10221	**97736**	**93447**	**89337**
4,3	$0,0^5$ 85399	81627	78015	74555	71241	68069	65031	62123	59340	56675
4,4	54125	51685	49350	47117	44979	42935	40980	39110	37322	35612
4,5	33977	32414	30920	29492	28127	26823	25577	24386	23249	22162
4,6	21125	20133	19187	18283	17420	16597	15810	15060	14344	13660
4,7	13008	12386	11792	11226	10686	10171	**96796**	**92113**	**87648**	**83391**
4,8	$0,0^6$ 79333	75465	71779	68267	64920	61731	58693	55799	53043	50418
4,9	47918	45538	43272	41115	39061	37107	35247	33476	31792	30190

Pour $u < 0$, il suffit de prendre le complément à 1 des valeurs contenues dans le tableau, les nombres de la première colonne désignant alors les valeurs absolues de u.

POLYTECHNIC INSTITUTE LIBRARY

La loi de Gauss offre une répartition symétrique de part et d'autre de la moyenne, qui est en même temps la médiane et le mode. Son emploi est très répandu en hydrologie et en climatologie pour représenter la répartition statistique de valeurs moyennes (par exemple : pluies annuelles ou débits moyens annuels). Cette propriété de la loi de Gauss n'est pas fortuite; elle découle du THÉORÈME CENTRAL LIMITE dont l'application est si importante pour l'hydrologue et que nous énoncerons :

Si Z_n est une combinaison linéaire de n v.a. X_j indépendantes, quelle que soit la loi suivie par chacun des X, la loi de répartition de Z_n tend vers une loi normale lorsque n augmente indéfiniment.

LOI DE GALTON

On peut généraliser la loi de Gauss et la rendre dissymétrique, par des changements de variable appropriés. Le plus connu de ces changements de variable consiste à prendre comme variable gaussienne le logarithme ou une fonction linéaire du logarithme de la variable étudiée. On obtient ainsi la loi de Galton, dite aussi loi de Gibrat-Gauss. On la présente traditionnellement sous la forme

$$\frac{1}{\sqrt{\pi}} \int_{-\infty}^{z} e^{-z^2}\, dz \tag{12}$$

avec $$z = a \log (x - x_0) + b$$

Ceci ne va pas sans quelque inconvénient car les tables de l'intégrale écrite ci-dessus sont de moins en moins usitées. Il faut multiplier la variable z par $\sqrt{2}$ avant de l'introduire dans les tables actuellement classiques.

Nous préférons donc adopter une représentation de la forme :

$$\frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{u} e^{-\frac{u^2}{2}}\, du \tag{13}$$

avec $$u = a \log (x - x_0) + b$$

Nous avons introduit pour certains besoins un changement de variable tout à fait analogue mais comportant un paramètre de moins. Dans cette loi, le logarithme népérien de la variable : $\log x$, suit une loi de Gauss. On la note :

$$\frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{y} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{y-\bar{y}}{\sigma_y}\right)^2}\, dy \tag{14}$$

avec $$y = \mathrm{Log}\, x$$

B) Loi exponentielle

La fonction de répartition est de la forme :

$$F(x) = 1 - e^{-px} \tag{15}$$

Cette loi est parfois utilisée en hydrologie avec adjonction d'un paramètre supplémentaire :

$$F(x) = 1 - e^{-p(x - x_0)} \tag{16}$$

BCU LAUSANNE / CENTRE UNIVERSITAIRE LIBRARY

c'est la loi dite de *Füller-Coutagne*. On la donne en général sous la forme :

$$x(T) = x_1(1 + \beta \log T) \tag{17}$$

T étant la période de retour (inverse de la fréquence). Avec ces notations, la densité de probabilité s'écrit :

$$f(x) = \frac{1}{M\beta x_1} e^{\frac{1}{M\beta}\left(\frac{x - x_1}{x_1}\right)} \quad (M = 0{,}434...) \tag{18}$$

C) Loi de Goodrich

C'est une généralisation de la loi de Füller par introduction d'un paramètre supplémentaire, on la présente souvent sous la forme :

$$x(T) = x_1[1 + \beta\ (\log T)^n] \tag{19}$$

T étant la période de retour $= \dfrac{1}{F_1}$

La fonction de répartition correspondante est donc :

$$F(x) = 1 - e^{-2{,}3026\left(\frac{x - x_1}{x_1\beta}\right)^{\frac{1}{n}}} \tag{20}$$

et la densité de probabilité peut s'écrire, en posant $A = 2{,}3026(x_1\ \beta)^{-\frac{1}{n}}$

$$f(x) = \frac{1}{n} A(x - x_1)^{\frac{1}{n} - 1} e^{-A(x - x_1)^{\frac{1}{n}}} \tag{21}$$

D) Loi de Gumbel

Elle a été créée pour l'étude de la distribution des fréquences de valeurs extrêmes (maximums ou minimums annuels par exemple). On considère que sur les N′ observations d'une donnée météorologique ou hydrologique que comporte une année, N peuvent être considérées comme indépendantes. Si l'on désigne par $h(x)$ le nombre moyen annuel de valeurs journalières supérieures à x, la probabilité pour que toutes les valeurs journalières soient inférieures à x, c'est-à-dire pour que le maximum annuel soit inférieur à x, est égal, d'après le théorème des probabilités composées, à :

$$\left[1 - \frac{h(x)}{N}\right]^N$$

N étant assez grand, on peut écrire avec une bonne approximation : $P = \exp\ [-h(x)]$

Gumbel pose en outre $h(x) = e^{-y}$ et $y = a(x - x_0)$.

D'où la fonction de répartition (avec nos notations habituelles) :

$$F(x) = \exp\ [-e^{-a(x - x_0)}] \tag{22}$$

et la densité de probabilité :

$$f(x) = ae^{-a(x - x_0)} \exp\ [-e^{-a(x - x_0)}] \tag{23}$$

BCU ASTI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

E) Loi de Jenkinson

La loi de Gumbel représente souvent assez mal la distribution des valeurs extrêmes. Elle a été assouplie par Jenkinson avec introduction d'un paramètre supplémentaire. Cet auteur propose de prendre $x = x_0 + a(1 - e^{ky})$. y est liée à la fréquence de dépassement par la relation $y = -\text{Log}\,\text{Log}\,\dfrac{T}{T-1}$ $\left(T \text{ étant la période de retour} = \dfrac{1}{F_1(x)}\right)$. La fonction de répartition (fréquence de non dépassement) est alors de la forme :

$$F_x = e^{-\left(1 - \frac{x - x_0}{a}\right)^{\frac{1}{k}}} \tag{24}$$

avec une densité de probabilité :

$$f_x = \frac{1}{ak}\left(1 - \frac{x - x_0}{a}\right)^{\frac{1}{k} - 1} e^{-\left(1 - \frac{x - x_0}{a}\right)^{\frac{1}{k}}} \tag{25}$$

Elle définit 3 types de fonctions suivant le signe de k (ak devant être toujours > 0)

$$k > 0 \iff a > 0 \qquad \text{type I}$$

x varie de $-\infty$ à $a + x_0$ (borne supérieure)
dy/dx est croissant : la courbe $y(x)$ a sa concavité tournée vers le haut

$$k \longrightarrow 0 \qquad \text{type II}$$

$dy/dx \longrightarrow \dfrac{1}{ak}$, $y(x)$ est une droite : on retombe sur la loi de Gumbel

$$k < 0 \iff a < 0 \qquad \text{type III}$$

x varie de $a + x_0$ à $+\infty$ (borne inférieure)
dy/dx est décroissant : la courbe $y(x)$ a sa concavité tournée vers le bas.

F) Lois de Pearson

On appelle intégrale eulérienne de seconde espèce, ou *fonction gamma* la fonction de a :

$$\Gamma(a) = \int_0^{\infty} e^{-x}\, x^{a-1}\, dx \tag{26}$$

qui répond à la relation fondamentale :

$$\Gamma(a) = (a-1)\,\Gamma(a-1) \tag{27}$$

Si a est astreint à être un nombre entier (n), on voit aisément que $\Gamma(n) = (n-1)\,!$

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

puisque $\Gamma(1) = \int_0^\infty e^{-x}\,dx = 1$. On trouvera la référence des tables de cette fonction à la fin du chapitre.

Les lois de Pearson ont des densités de probabilité qui sont des solutions particulières, pour différentes valeurs des paramètres, de l'équation différentielle :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{x+d}{ax^2+bx+c}\,y \tag{28}$$

La loi III de Pearson, très utilisée en hydrologie, a pour fonction de répartition :

$$F(x) = \frac{a^\gamma}{\Gamma(\gamma)} \int_0^x e^{-ax}\,x^{\gamma-1}\,dx \tag{29}$$

où $\Gamma(\gamma)$ est la fonction eulérienne de seconde espèce.

En posant $ax = y$, on a $dx = \frac{1}{a}dy$, $x = \frac{y}{a}$ et $F(x)$ devient :

$$F(x) = \frac{1}{\Gamma(\gamma)} \int_0^y e^{-y}\,y^{\gamma-1}\,dy = \frac{\Gamma_y(\gamma)}{\Gamma(\gamma)} \tag{30}$$

$\Gamma_y(\gamma)$ est l'intégrale d'Euler incomplète et le rapport

$$I(y, \gamma - 1) = \frac{\Gamma_y(\gamma)}{\Gamma(\gamma)} \tag{31}$$

est donné par les tables de Pearson, moyennant du reste un changement de variable (voir *référence* en fin de chapitre).

La loi V de Pearson est parfois utilisée en hydrologie. C'est également une loi Γ. La densité de probabilité est de la forme :

$$f(x) = \frac{1}{a^\gamma\,\Gamma(\gamma)}\,e^{-\frac{a}{x}}\,x^{\gamma-1} \tag{32}$$

G) Lois de Halphen

Ce sont des généralisations des lois de Pearson étudiées spécialement pour rendre compte de la répartition statistique des débits de rivières. On distingue deux types :

type A $$f(x) = Ke^{-ax-\frac{b}{x}}\,x^{\gamma-1} \tag{33}$$

type B $$f(x) = Ke^{-\frac{x^2}{2}+\beta x}\,x^{\gamma-1} \tag{34}$$

Les calculs relatifs à ces lois sont particulièrement laborieux et il ne semble pas qu'elles aient beaucoup retenu l'attention des praticiens de l'hydrologie.

ROUTAS / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

H) Lois tronquées

Supposons qu'une variable aléatoire prenne avec une probabilité F(a) la valeur constante a et que le reste du temps elle obéisse à une loi de distribution $\Phi(x)$. On peut supposer également que l'on ne s'intéresse pas aux valeurs inférieures à a. $\Phi(x)$ est la fonction de répartition d'une loi tronquée et l'on a :

$$\Phi(x) = \frac{F(x) - F(a)}{1 - F(a)} \tag{35}$$

$F(x)$ est la fonction de répartition pour toutes les valeurs possibles de la variable. On a :

$$F(x) = F(a) + [1 - F(a)]\,\Phi(x) \tag{36}$$

4. MÉTHODE D'ESTIMATION DES PARAMÈTRES DANS LES LOIS A UNE VARIABLE

Il n'est pas dans notre intention de traiter, même sommairement, le problème général de l'estimation. Nous nous contenterons d'exposer trois recettes couramment utilisées par les statisticiens pour l'estimation des paramètres, puis de donner le détail des calculs pour quelques lois classiques afin d'entraîner le lecteur à l'application de ces méthodes.

A) Méthode du maximum de vraisemblance

Supposons qu'un échantillon, tiré d'une population-mère représentant la totalité des valeurs d'une variable aléatoire X, comporte N valeurs X_i pouvant se produire chacune avec probabilité P_i. La probabilité pour qu'un échantillon de N valeurs obtenues par tirages indépendants soit précisément l'échantillon obtenu, est :

$$P_1 \times P_2 \ldots \times P_N$$

On appelle cette probabilité *vraisemblance de l'échantillon.*

La méthode du maximum de vraisemblance consiste à déterminer les paramètres de la loi choisie de façon à rendre l'échantillon le plus *vraisemblable* possible.

Si la v.a. est continue, chacun des termes ci-dessus, et à priori le produit lui-même, sont infiniment petits. On définit alors la vraisemblance de l'échantillon comme une quantité proportionnelle au produit des densités de probabilités, c'est-à-dire à :

$$\mathcal{L} = f_1 \cdot f_2 \ldots f_N \tag{37}$$

avec $$\text{prob } (X \leqslant x_i) = \int_{-\infty}^{x_i} f(x_i, a, b, \ldots k)\, dx$$

et $$f_i = f(x_i, a, b, \ldots k)$$

x_i étant une valeur quelconque de l'échantillon, a, b, ... k les paramètres de la loi de probabilité

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

dont les valeurs sont inconnues. Le but cherché est de maximiser $\mathcal{L}$, donc d'annuler les dérivées partielles par rapport aux différents paramètres, ce qui donne un système de k équations :

$$\frac{\partial \mathcal{L}}{\partial a} = 0, \quad \frac{\partial \mathcal{L}}{\partial b} = 0, \quad \ldots \quad \frac{\partial \mathcal{L}}{\partial k} = 0 \tag{38}$$

Il est souvent plus simple d'écrire : $\text{Log } \mathcal{L} = \sum_{1}^{N} \text{L } f_i$, car $\frac{1}{\mathcal{L}} \cdot \frac{\partial \mathcal{L}}{\partial a} = \frac{\partial \text{Log } \mathcal{L}}{\partial a}$ et le système ci-dessus peut être remplacé par :

$$\begin{aligned} &\sum_{1}^{N} \frac{1}{f_i} \cdot \frac{\partial f_i}{\partial a} = 0 \\ &\ldots\ldots\ldots\ldots \\ &\ldots\ldots\ldots\ldots \\ &\sum_{1}^{N} \frac{1}{f_i} \cdot \frac{\partial f_i}{\partial k} = 0 \end{aligned} \tag{39}$$

Dans la pratique des calculs, on prend les dérivées partielles de $\text{L}f_x$ par rapport à chacun des paramètres, puis on fait les sommations que l'on annule.

Cette méthode fournit toujours une estimation correcte des paramètres, mais il peut exister, pour un problème déterminé, une estimation meilleure, c'est-à-dire mettant en jeu des caractéristiques tirées de l'échantillon moins dispersées. Nous n'insisterons pas. D'autre part, la résolution du système d'équations auquel on aboutit peut poser de sérieuses difficultés.

B) Estimation des paramètres par le calcul des moments

Nous avons donné précédemment la définition d'un certain nombre de moments à partir des lois théoriques. Par exemple, le moment de n$^{\text{ième}}$ ordre :

$$\int_{-\infty}^{+\infty} x^n f(x)\, dx$$

est évidemment une fonction des paramètres $a, b \ldots k$. Si l'on parvient à résoudre l'intégrale précédente, on aura donc une relation entre les paramètres. Pour avoir un système permettant de calculer les paramètres, il faudra déterminer autant de relations qu'il y a de paramètres, c'est-à-dire calculer à partir de la loi théorique autant de moments qu'il y a de paramètres. Il faudra d'autre part que ces moments puissent être estimés à partir de l'échantillon. On peut montrer, en se limitant aux trois premiers moments, que l'on obtient des estimations absolument correctes (convergence forte) à partir des formules suivantes :

Moyenne : $$\text{estim. } \bar{x} = \frac{1}{N} \Sigma x_i \tag{40}$$

Variance : $$\text{estim. } \mu_2 = \frac{1}{N-1} \Sigma (x_i - \bar{x})^2 \tag{41}$$

BOUTIN CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Moment centré de troisième ordre :

$$\text{estim. } \mu_3 = \frac{N}{(N-1)\ (N-2)} \Sigma(x_i - \bar{x})^3 \qquad (42)$$

Certaines lois peuvent se mieux prêter au calcul théorique avec d'autres estimateurs, tels que la moyenne géométrique ou la moyenne harmonique. Mais l'estimation de ces caractéristiques à partir de l'échantillon soulève parfois des difficultés, notamment pour la moyenne géométrique lorsque certaines valeurs expérimentales sont inférieures à l'unité ou que le classement est fait par groupement dans des intervalles de classe donnés.

Il faut enfin noter que la recherche du meilleur estimateur, c'est-à-dire présentant la plus faible dispersion d'échantillonnage, est un travail délicat demandant l'intervention d'un statisticien averti. Faute de mieux, on se contentera donc des indications ci-dessus, d'autant plus que le gain de confiance par l'estimation la plus correcte est souvent faible.

C) Ajustement graphique des fonctions de répartition

L'échantillon est reporté en graphique avec, pour ordonnées, les valeurs d'une fonction de la variable contenant le paramètre à estimer et pour abcisses, les fréquences observées calculées soit par $\frac{n-\frac{1}{2}}{N}$ ou $\frac{n}{N-1}$, soit par la courbe en escalier. On fait alors varier les paramètres de façon que l'on puisse adapter le mieux possible, aux points observés, une courbe théorique répondant à l'équation de la loi proposée.

Cette méthode peut être intéressante lorsqu'il est possible de choisir des échelles telles que, sur le graphique, la fonction de répartition soit donnée par une droite et qu'un seul des paramètres suffise à provoquer l'alignement des points. C'est le cas par exemple de la loi de Galton :

$$F_x = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{u} \exp\left[-\frac{u^2}{2}\right] du \qquad \text{avec} \qquad u = a \log (x - x_0) + b$$

Si l'abscisse est graduée suivant une échelle proportionnelle aux valeurs de l'intégrale de Gauss et que l'on porte $\log (x - x_0)$ en ordonnée, les points expérimentaux s'aligneront pour une valeur convenablement choisie de x_0 (si la loi de Galton est susceptible d'être appliquée évidemment); a et b se calculent alors d'après la droite obtenue.

C'est le cas également de certaines lois tronquées pour lesquelles $F(a)$ est mal estimée à partir de l'échantillon lui-même. On la considère alors comme un simple paramètre d'ajustement. Si l'on prend par exemple la loi tronquée :

$$\Phi(x) = \frac{F(x) - F(0)}{1 - F(0)} = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{u} e^{-\frac{u^2}{2}} du \qquad (43)$$

avec

$$u = \frac{\text{Log } x - \overline{\text{Log } x}}{\sigma_{\text{Log } x}}$$

on calcule d'après l'échantillon des valeurs de $F(x)$; en se donnant une valeur de $F(0)$, on calcule les valeurs correspondantes de $\Phi(x)$ que l'on porte en abscisses gaussiques sur un graphique, les valeurs de Log x étant portées en ordonnées. L'ajustement de F_0 consiste à faire varier les valeurs de ce paramètre de façon à aligner les points expérimentaux.

D) Le test du χ^2

Tester la valeur d'un ajustement revient à estimer si la loi de probabilité choisie avec ses paramètres, a des chances raisonnables de représenter effectivement la distribution statistique de l'échantillon analysé. Nous nous contenterons, dans ce paragraphe, de donner le *mode d'emploi* d'un des tests les plus couramment utilisés, le test du χ^2 dû à Pearson.

Quelques définitions :

Nombre de degrés de liberté.

On appelle ainsi le nombre de paramètres que l'on peut fixer librement dans le phénomène étudié. Si l'échantillon de N valeurs a été divisé en k classes, on peut choisir arbitrairement le nombre d'observations n_i que l'on mettra dans chacune des classes, mais, $k - 1$ classes étant choisies, la k ième est fixée par la condition $\Sigma n_i = N$. Il y a donc $k - 1$ *degrés de liberté* dans l'opération de cloisonnement. Si, par ailleurs, la loi comporte p paramètre estimés à partir des données expérimentales, on a p nouvelles liaisons entre les n_i, et le nombre de degrés de liberté est en définitive égal à $k - 1 - p$.

Définition du χ^2.

L'échantillon étant divisé en un certain nombre k de classes, si n_i est le nombre de valeurs expérimentales contenues dans la classe i et ν_i le nombre de valeurs qui, sur un échantillon de grandeur N, est affecté par la loi théorique proposée à la classe i, le χ^2 est défini par la relation :

$$\chi^2 = \sum_1^k \frac{(n_i - \nu_i)^2}{\nu_i} \tag{44}$$

Le χ^2 est une variable aléatoire dont la distribution statistique a été étudiée par Pearson. Les valeurs de sa probabilité de dépassement, due au seul fait du hasard, sont données par des tables en fonction de sa valeur propre et du nombre de degrés de liberté pris en considération pour le phénomène étudié.

Le processus du calcul est le suivant :

— Les N données expérimentales étant classées par ordre croissant ou décroissant, on les divise en k classes de façon que chacune des classes contienne au minimum 5 données expérimentales. La classe i est bornée par les valeurs x_{i-1}, x_i choisies arbitrairement.

— On compte le nombre de points n_i contenu dans chacune des classes.

— On calcule, à partir de la loi théorique choisie, les valeurs théoriques ν_i. Si $f(x)$ est la densité de probabilité correspondant à la loi théorique, on a :

$$\nu_i = N \int_{x_{i-1}}^{x_i} f(x)\, dx \tag{45}$$

— On fait pour chaque classe la différence $n_i - \nu_i$, on l'élève au carré et on divise le résultat par ν_i. La somme des k quantités ainsi obtenues donne la valeur du χ^2.

— On calcule le nombre de degrés de liberté égal à $k - 1 - p$ et on détermine, d'après les tables, la probabilité de dépassement correspondante.

— L'interprétation des résultats est une question d'appréciation. En première analyse, on peut admettre avec la plupart des statisticiens que :

— Si la probabilité trouvée est supérieure à 5 %, l'ajustement est satisfaisant.

— Si elle est inférieure à 1 %, la loi choisie doit être rejetée.

UNESCO / UNESCO LIBRARY

— Si elle est comprise entre 1 et 5 %, on ne peut pas conclure. Il faut poursuivre les observations.

Il peut être parfois intéressant d'ajuster les paramètres d'une loi en minimisant le χ^2, ce qui a pour avantage de fournir directement un contrôle de l'ajustement. On notera toutefois que les calculs sont en général assez laborieux.

On trouvera ci-dessous une table des valeurs du χ^2 (Tableau II).

TABLEAU II

Table de distribution de χ^2 (Loi de K. Pearson)

Valeurs de χ^2 ayant la probabilité P d'être dépassées

ν \ P	0,990	0,975	0,950	0,900	0,100	0,050	0,025	0,010	0,001
1	0,0002	0,0010	0,0039	0,0158	2,71	3,84	5,02	6,63	10,83
2	0,02	0,05	0,10	0,21	4,61	5,99	7,38	9,21	13,82
3	0,12	0,22	0,35	0,58	6,25	7,81	9,35	11,34	16,27
4	0,30	0,48	0,71	1,06	7,78	9,49	11,14	13,28	18,47
5	0,55	0,83	1,15	1,61	9,24	11,07	12,83	15,09	20,52
6	0,87	1,24	1,64	2,20	10,64	12,59	14,45	16,81	22,46
7	1,24	1,69	2,17	2,83	12,02	14,07	16,01	18,47	24,32
8	1,65	2,18	2,73	3,49	13,36	15,51	17,53	20,09	26,13
9	2,09	2,70	3,33	4,17	14,68	16,92	19,02	21,67	27,88
10	2,56	3,25	3,94	4,87	15,99	18,31	20,48	23,21	29,59
11	3,05	3,82	4,57	5,58	17,27	19,67	21,92	24,72	31,26
12	3,57	4,40	5,23	6,30	18,55	21,03	23,34	26,22	32,91
13	4,11	5,01	5,89	7,04	19,81	22,36	24,74	27,69	34,53
14	4,66	5,63	6,57	7,79	21,06	23,68	26,12	29,14	36,12
15	5,23	6,26	7,26	8,55	22,31	25,00	27,49	30,58	37,70
16	5,81	6,91	7,96	9,31	23,54	26,30	28,84	32,00	39,25
17	6,41	7,56	8,67	10,08	24,77	27,59	30,19	33,41	40,79
18	7,01	8,23	9,39	10,86	25,99	28,87	31,53	34,80	42,31
19	7,63	8,91	10,12	11,65	27,20	30,14	32,85	36,19	43,82
20	8,26	9,59	10,85	12,44	28,41	31,41	34,17	37,57	45,32
21	8,90	10,28	11,59	13,24	29,61	32,67	35,48	38,93	46,80
22	9,54	10,98	12,34	14,04	30,81	33,92	36,78	40,29	48,27
23	10,20	11,69	13,09	14,85	32,01	35,17	38,08	41,64	49,73
24	10,86	12,40	13,85	15,66	33,20	36,41	39,37	42,98	51,18
25	11,52	13,12	14,61	16,47	34,38	37,65	40,65	44,31	56,62
26	12,20	13,84	15,38	17,29	35,56	38,88	41,92	45,64	54,05
27	12,88	14,57	16,15	18,11	36,74	40,11	43,19	46,96	55,48
28	13,57	15,31	16,93	18,94	37,92	41,34	44,46	48,28	56,89
29	14,26	16,05	17,71	19,77	39,09	42,56	45,72	49,59	58,30
30	14,95	16,79	18,49	20,60	40,26	43,77	46,98	50,89	59,70

Lorsque $\nu > 30$ on peut admettre que la quantité $\sqrt{2\chi^2} - \sqrt{2\nu - 1}$ suit la loi normale réduite

Exemple :

Calculer la valeur de χ^2 correspondant à une probabilité $P = 0{,}10$ de dépassement, lorsque $\nu = 41$. La table I donne pour $P = 0{,}10$, $u = 1{,}2816$. D'où :

$$\chi^2 = \frac{[u + \sqrt{2\nu - 1}]^2}{2} = \frac{1}{2}\,[1{,}2816 + \sqrt{82 - 1}]^2 = \frac{1}{2}\,(10{,}2816)^2 = 52{,}85$$

ν désigne ici le nombre de degrés de liberté.

BCU LAUSANNE CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

E) Exemples d'application pour quelques lois classiques

a) LOI DE GAUSS

L'estimation des paramètres est particulièrement simple puisque l'un d'eux est la moyenne, l'autre l'écart-type. Nous avons vu que la moyenne s'exprime correctement à partir des données de l'échantillon par $\widehat{\bar{x}} = \frac{1}{N} \Sigma x_i$ et que l'écart-type est donné par $\widehat{\sigma^2} = \frac{1}{N-1} \Sigma (x_i - \bar{x})^2$. Lorsque les calculs se font à la machine, il est plus commode de mettre cette expression sous la forme : $\widehat{\sigma^2} = \frac{1}{N-1} \left[\Sigma x_i^2 - N \widehat{\bar{x}^2} \right]$ (le signe $\widehat{\ }$ est souvent utilisé pour désigner une valeur estimée d'après un échantillon par opposition aux valeurs vraies inconnues σ et $\bar{x}$).

Certaines machines de bureau, relativement peu onéreuses, telles que la *Trétactys (Olivetti)* permettent de faire simultanément Σx_i^2 et Σx_i en introduisant une seule fois chacun des x_i.

b) LOI DE GALTON

Nous avons vu que cette loi est susceptible d'un ajustement graphique. Il est toutefois possible d'en déterminer les paramètres, soit par le maximum de vraisemblance, soit par le calcul des moments.

Ajustement par le calcul des moments.

La fonction de répartition est :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{z} e^{-\frac{1}{2}z^2} dz \tag{46}$$

avec $z = a \log (x - x_0) + b$

d'où $x = x_0 + e^{A(z-b)}$ en posant $A = \frac{2{,}30259}{a}$

La loi comportant 3 paramètres, il est nécessaire de faire intervenir 3 moments. Il est commode de calculer d'abord les intégrales suivantes :

$$I_0 = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}z^2} dz = 1 \tag{47}$$

$$I_1 = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{+\infty} e^{A(z-b)} e^{-\frac{1}{2}z^2} dz = e^{A\left(\frac{A}{2}-b\right)} \tag{48}$$

$$I_2 = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{+\infty} e^{2A(z-b)} e^{-\frac{1}{2}z^2} dz = e^{2A(A-b)} \tag{49}$$

$$I_3 = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{+\infty} e^{3A(z-b)} e^{-\frac{1}{2}z^2} dz = e^{3A\left(\frac{3A}{2}-b\right)} \tag{50}$$

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Moyenne :

$$\bar{x} = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{+\infty} \left[x_0 + e^{A(z-b)} \right] e^{-\frac{1}{2}z^2} dz = x_0 I_0 + I_1 = x_0 + e^{A\left(\frac{A}{2}-b\right)} \tag{51}$$

Variance :

$$\sigma^2 = -\bar{x}^2 + m_2 \quad (m_2 : \text{moment de second ordre})$$

$$m_2 = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{+\infty} \left[x_0 + e^{A(z-b)} \right]^2 e^{-\frac{1}{2}z^2} dz = x^2{}_0 I_0 + 2x_0 I_1 + I_2 \tag{52}$$

d'où

$$\sigma^2 = -\bar{x}^2 + x_0{}^2 + 2x_0 e^{A\left(\frac{A}{2}-b\right)} + e^{2A(A-b)} \tag{53}$$

Moment centré de troisième ordre :

$$\mu_3 = -\bar{x}^3 - 3x\sigma^2 + m_3 \quad (m_3 : \text{moment de troisième ordre})$$

$$m_3 = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{+\infty} \left[x_0 + e^{A(z-b)} \right]^3 e^{-\frac{1}{2}z^2} dz = x_0{}^3 I_0 + 3x_0{}^2 I_1 + 3x_0 I_2 + I_3 \tag{54}$$

On trouve en définitive :

$$\mu_3 = -(\bar{x} - x_0)^3 - 3(\bar{x} - x_0)\sigma^2 + e^{3A\left(\frac{3}{2}A-b\right)} \tag{55}$$

Le système qui permettra d'évaluer les paramètres à partir des 3 premiers moments estimés d'après l'échantillon est donc le suivant (on a supprimé les signes distinctifs des valeurs estimées pour ne pas alourdir l'écriture) :

$$e^{\frac{A^2}{2}} e^{-Ab} = \bar{x} - x_0 \tag{56}$$

$$e^{2A^2} e^{-2Ab} = (\bar{x} - x_0)^2 + \sigma^2 \tag{57}$$

$$e^{\frac{9}{2}A^2} e^{-3Ab} = (\bar{x} - x_0)^3 + 3(\bar{x} - x_0)\sigma^2 + \mu_3 \tag{58}$$

En éliminant successivement A et b entre ces équations, on trouve une équation en x_0 seul :

$$\frac{\sigma^4}{\mu_3} = \frac{(\bar{x} - x_0)^3}{\sigma^2 + 3(\bar{x} - x_0)^2} \tag{59}$$

que l'on peut résoudre en x_0 soit graphiquement, soit par approximations successives. x_0 étant ainsi estimé, on peut évaluer A et b par les relations :

$$A^2 = \text{Log}\left[1 + \frac{\sigma^2}{(\bar{x} - x_0)^2}\right] \quad \text{ou} \quad a = \frac{1{,}517}{\sqrt{\log\left[1 + \frac{\sigma^2}{(\bar{x} - x_0)^2}\right]}} \tag{60}$$

et

$$b = \frac{1{,}1513}{a} - a \log(\bar{x} - x_0) \tag{61}$$

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Ajustement par le maximum de vraisemblance.

Avec les notations précédentes, la densité de probabilité rapportée à x peut s'écrire :

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \cdot \frac{1}{A(x - x_0)} \, e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{1}{A} L(x - x_0) + b\right]^2} \tag{62}$$

d'où

$$Lf = -L\sqrt{2\pi}\, A - L(x - x_0) - \frac{1}{2}\left[\frac{1}{A} L(x - x_0) + b\right]^2 \tag{63}$$

On dérive cette expression par rapport à A, b et x_0, on somme et on annule; d'où le système résolutif :

$$A^2 N - Ab\Sigma L(x_i - x_0) - \Sigma L^2(x_i - x_0) = 0 \tag{64}$$

$$\Sigma L(x_i - x_0) + NAb = 0 \tag{65}$$

$$A^2 \Sigma \frac{1}{x_i - x_0} + Ab\Sigma \frac{1}{x_i - x_0} + \Sigma \frac{L(x_i - x_0)}{x_i - x_0} = 0 \tag{66}$$

Les deux premières équations permettent d'obtenir A^2 et Ab en fonction de x_0. Les valeurs, reportées dans la troisième équation, donnent une relation où seul figure x_0; nous l'écrivons ci-dessous en revenant aux logarithmes décimaux :

$$\varphi(x_0) = 2{,}3026\,\Sigma \frac{1}{x_i - x_0}\left[\frac{1}{N}\Sigma \log^2(x_i - x_0) - \frac{1}{N^2}\Sigma^2 \log(x_i - x_0)\right] + \Sigma \frac{\log(x_i - x_0)}{x_i - x_0} - \frac{1}{N}\Sigma \log(x_i - x_0)\,\Sigma \frac{1}{x_i - x_0} = 0 \tag{67}$$

La détermination de x_0 est assez laborieuse. Il faut tracer la courbe $\varphi(x_0)$ dont l'intersection avec l'abcisse donne la valeur cherchée. x_0 étant connu, A et b se calculent aisément avec les formules déduites des deux premières équations du système :

$$A^2 = \frac{\Sigma L^2(x_i - x_0)}{N} - \frac{\Sigma^2 L(x_i - x_0)}{N^2} \tag{68}$$

ou, en rappelant que $A = \dfrac{2{,}30259}{a}$:

$$a^2 = \frac{1}{\dfrac{\Sigma \log^2(x_i - x_0)}{N} - \dfrac{\Sigma^2 \log(x_i - x_0)}{N^2}} \tag{69}$$

et

$$b = -\frac{a\Sigma \log(x_i - x_0)}{N} \tag{70}$$

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

c) LOI EXPONENTIELLE OU LOI DE FULLER-COUTAGNE

Nous avons vu que la densité de probabilité peut s'écrire :

$$f(x) = \frac{1}{M\beta\, x_1} e^{-\frac{1}{M\beta}\left(\frac{x-x_1}{x_1}\right)} \quad (x_1 \leqslant x < +\infty)$$

On calcule très facilement les deux premiers moments :

$$\bar{x} = x_1(1 + 0{,}434\beta) \tag{71}$$

$$\sigma^2 = (0{,}434\beta x_1)^2 \tag{72}$$

d'où estimation des paramètres :

$$\hat{x}_1 = \hat{\bar{x}} - \hat{\sigma} = \frac{1}{N}\Sigma x_i - \sqrt{\frac{1}{N-1}\Sigma(x_i - \bar{x})^2} \tag{73}$$

$$\hat{\beta} = \frac{\hat{\sigma}}{0{,}434\,\hat{x}_1} \tag{74}$$

d) LOI DE GOODRICH

Elle est définie par une densité de probabilité :

$$f(x) = \frac{1}{n} A(x - x_1)^{\frac{1}{n}-1} e^{-A(x-x_1)^{\frac{1}{n}}} \quad (x_1 \leqslant x < +\infty)$$

Nous ferons l'estimation des paramètres par l'intermédiaire des 3 premiers moments :

Moyenne :

$$\bar{x} = \int_{x_1}^{+\infty} x \frac{A}{n}(x - x_1)^{\frac{1}{n}-1} e^{-A(x-x_1)^{\frac{1}{n}}} dx \tag{75}$$

L'intégration s'effectue en faisant le changement de variable $u = A(x - x_1)^{\frac{1}{n}}$, d'où :

$$x = \left(\frac{u}{A}\right)^n + x_1 \tag{76}$$

et

$$du = \frac{A}{n}(x - x_1)^{\frac{1}{n}-1} dx \tag{77}$$

$$\bar{x} = \int_0^{+} \left[\left(\frac{u}{A}\right)^n + x_1\right] e^{-u}\, du = \frac{1}{A^n}\int_0^{+} u^n e^{-u}\, du + x_1 \int_0^{+\infty} e^{-u}\, du \tag{78}$$

L'intégrale du second terme est égale à l'unité. On reconnaît dans celle du premier terme l'intégrale eulérienne de seconde espèce : $\Gamma(n + 1)$. La moyenne est donc égale à :

$$\bar{x} = \frac{1}{A^n}\Gamma(n + 1) + x_1 \tag{79}$$

BOUMASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Variance :

$$\sigma^2 = m_2 - \bar{x}^2$$

or

$$m_2 = \int_0^+ \left[\left(\frac{u}{A}\right)^n + x_1\right]^2 e^{-u}\, du \tag{80}$$

En développant le terme au carré et en intégrant, on trouve :

$$m_2 = \frac{1}{A^{2n}}\Gamma(2n+1) + 2\frac{x_1}{A^n}\Gamma(n+1) + {x_1}^2 \tag{81}$$

Moment de troisième ordre :

$$m_3 = \int_0^{+\infty} \left[\left(\frac{u}{A}\right)^n + x_1\right]^3 e^{-u}\, du$$

En développant le terme au cube et en intégrant, on obtient :

$$m_3 = \frac{1}{A^{3n}}\Gamma(3n+1) + 3\frac{x_1}{A^{2n}}\Gamma(2n+1) + 3\frac{{x_1}^2}{A^n}\Gamma(n+1) + {x_1}^3 \tag{82}$$

et le moment centré correspondant est donné par la relation :

$$\mu_3 = m_3 - 3\bar{x}\sigma^2 + \bar{x}^3$$

En combinant et en simplifiant les trois équations précédentes, on obtient le système :

$$(x_1 - \bar{x}) + \frac{1}{A^n}\Gamma_1 = 0 \tag{83}$$

$$-(x_1 - \bar{x})^2 + \frac{1}{A^{2n}}\Gamma_2 = \sigma^2 \tag{84}$$

$$(x_1 - \bar{x})^3 + \frac{1}{A^{3n}}\Gamma_3 = \mu_3 + 3\sigma^2(x_1 - x) \tag{85}$$

où $\Gamma_1 = \Gamma(n+1)$ $\Gamma_2 = \Gamma(2n+1)$ et $\Gamma_3 = \Gamma(3n+1)$

Les deux premières équations permettent d'exprimer A et x_1 en fonction de n seul. En reportant les valeurs trouvées dans la 3e équation, on trouve l'équation en n seul :

$$\varphi(n) = \frac{\mu_3}{\sigma^3} = (\Gamma_2 - {\Gamma_1}^2)^{-\frac{1}{2}}\left[\frac{\Gamma_3 - {\Gamma_1}^3}{\Gamma_2 - {\Gamma_1}^2} - 3\Gamma_1\right] \tag{86}$$

$\frac{\mu_3}{\sigma^3}$ est le coefficient d'assymétrie de Pearson. On voit que, pour la loi de Goodrich, il ne dépend que de n.

$\frac{\mu_3}{\sigma^3}$ peut être estimé à partir des données expérimentales, au moyen des formules précédemment citées. La méthode de résolution consiste à tracer la courbe $\varphi(n)$, ce qui peut être fait une fois pour toutes. On peut également établir une tabulation sommaire qui permettra de circonvenir le champ des approximations successives : une telle table est donnée ci-après (tableau III).

PUBLISHED BY THE CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

TABLEAU III

Loi de Goodrich

Table sommaire de la fonction : $\varphi(n) = (\Gamma_2 - \Gamma_1^2)^{-\frac{1}{2}} \left[\frac{\Gamma_3 - \Gamma_1^3}{\Gamma_2 - \Gamma_1^2} - 3\Gamma_1\right]$

avec

$$\Gamma_1 = \Gamma(n+1)$$
$$\Gamma_2 = \Gamma(2n+1)$$
$$\Gamma_3 = \Gamma(3n+1)$$

n	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00
φ	0,69	0,217	0,359	0,496	0,631	0,764	0,896	1,028	1,160	1,294	1,430	1,567	1,708	1,852	2,000

L'interpolation linéaire donne des valeurs exactes jusqu'à la troisième décimale.

Les deux autres paramètres se calculent facilement au moyen des relations :

$$x_1 = \bar{x} - \frac{\Gamma_1 \sigma}{\sqrt{\Gamma_2 - \Gamma_1^2}}$$
$$A = \left[\frac{\sigma^2}{\Gamma_2 - \Gamma_1^2}\right]^{-\frac{1}{2n}} \tag{87}$$

e) LOI DE GUMBEL

On a vu que la densité de probabilité s'exprime par :

$$f(x) = ae^{-a(x-x_0)}\, e^{-e^{-a(x-x_0)}}$$

L'intervalle de variation est $(-\infty, +\infty)$.

Application du maximum de vraisemblance.

On a :

$$\mathrm{L}f(x) = \mathrm{L}a - a(x - x_0) - e^{-a(x-x_0)} \tag{88}$$

d'où :

$$\frac{f'_a(x)}{f(x)} = \frac{1}{a} - (x - x_0) + (x - x_0)\, e^{-a(x-x_0)} \tag{89}$$

$$\frac{f'_{x_0}(x)}{f(x)} = a - ae^{-a(x-x_0)} \tag{90}$$

Le système résolutif est donc le suivant :

$$\frac{\mathrm{N}}{a} - \Sigma(x_i - x_0) + (x_i - x_0)\, e^{-a(x_i - x_0)} = 0 \tag{91}$$

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

$$N - \Sigma e^{-a(x_i - x_0)} = 0 \tag{92}$$

ou :

$$\frac{1}{a} - \bar{x} + \frac{e^{ax_0}}{N} \Sigma x_i e^{-ax_i} = 0 \tag{93}$$

$$\frac{e^{ax_0}}{N} \Sigma e^{-ax_i} = 1 \tag{94}$$

La seconde équation donne :

$$\frac{e^{ax_0}}{N} = \frac{1}{\Sigma e^{-ax_i}} \tag{95}$$

et la première peut s'écrire :

$$\frac{\Sigma x_i e^{-ax_i}}{\Sigma e^{-ax_i}} + \frac{1}{a} = \bar{x} \tag{96}$$

On a d'autre part :

$$ax_0 = LN - L \Sigma e^{-ax_i} \tag{97}$$

et on obtient en définitive le système :

$$\frac{\Sigma x_i e^{-ax_i}}{\Sigma e^{-ax_i}} + \frac{1}{a} = \bar{x} \tag{98}$$

$$x_0 = \frac{-L \frac{1}{N} \Sigma e^{-ax_i}}{a} \tag{99}$$

La première relation est une équation implicite en a qui ne peut être résolue que par approximations successives. Les calculs sont longs du fait que l'on doit reprendre, à chaque tentative, tous les termes des sommations. C'est pourquoi nous préférerons la méthode suivante, basée sur le calcul des deux premiers moments : elle présente de tels avantages de simplicité qu'on lui sacrifiera volontiers la rigueur un peu plus grande de la méthode du maximum de vraisemblance.

Estimation par le calcul des moments.

Moyenne :

$$x = \int_{-\infty}^{+\infty} x \, ae^{-a(x-x_0)} \, e^{-e^{-a(x-x_0)}} dx$$

posons :

$$e^{-a(x-x_0)} = u$$

L'intervalle de variation devient $(+\infty, 0)$. On a :

$$x = x_0 - \frac{1}{a} Lu \tag{100}$$

$$dx = -\frac{1}{au} du \tag{101}$$

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

d'où $$\bar{x} = -\int_{+\infty}^{0} \left(x_0 - \frac{1}{a} Lu\right) e^{-u}\, du = x_0 \int_0^{+\infty} e^{-u}\, du - \frac{1}{a}\int_0^{+\infty} Lu\, e^{-u}\, du \qquad (102)$$

or $$\int_0^{+\infty} e^{-u}\, du = 1 \quad \text{et} \quad -\int_0^{+\infty} Lu\, e^{-u}\, du$$

est la constante d'Euler dont une valeur approchée est 0,577.

On a donc :

$$\bar{x} = x_0 + \frac{0{,}577}{a} \qquad (103)$$

Variance :

$$\mu_2 = m_2 - m_1^2 = -\bar{x}^2 + \int_{-\infty}^{+\infty} x^2\, ae^{-a(x-x_0)}\, e^{-e^{-a(x-x_0)}}\, dx \qquad (104)$$

En utilisant le même changement de variable que pour le calcul de la moyenne, on obtient :

$$\mu_2 = \sigma^2 = \frac{1}{a^2}\left[\int_0^{+\infty} (Lu)^2\, e^{-u}\, du - \left(\int_0^{+\infty} Lu\, e^{-u}\, du\right)^2\right] \qquad (105)$$

et $$\sigma = \frac{1}{0{,}780a} \qquad (106)$$

On peut donc estimer très simplement les paramètres au moyen des deux premiers moments d'après le système :

$$x_0 = \bar{x} - \frac{0{,}577}{a} \qquad (107)$$

$$\frac{1}{a} = 0{,}780\ \sigma \qquad (108)$$

Notons enfin que x_0 est le mode de la loi de Gumbel.

f) LOI DE PEARSON III

Rappelons que la densité de probabilité est de la forme :

$$f(x) = \frac{a^\gamma}{\Gamma(\gamma)}\, e^{-ax}\, x^{\gamma-1}$$

Le calcul des paramètres se fait très aisément par la méthode du maximum de vraisemblance. On a :

$$Lf(x) = \gamma La - L\,\Gamma(\gamma) - ax + (\gamma - 1)\, Lx \qquad (109)$$

d'où $$\frac{f'_\gamma}{f} = La - \psi(\gamma - 1) + Lx \qquad (110)$$

$$\frac{f'_a}{f} = \frac{\gamma}{a} - x \qquad (111)$$

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

$\psi(\gamma - 1)$ est la dérivée logarithmique de $\Gamma(\gamma)$. C'est une fonction classique, tabulée. Les tables donnent en général les valeurs de ψ pour γ compris entre 1 et 2. Le calcul pour les autres valeurs se fait au moyen de la formule de récurrence :

$$\psi(x+n) = \psi(x) + \frac{1}{x+1} + \frac{1}{x+2} + \frac{1}{x+3} + \ldots + \frac{1}{x+n} \tag{112}$$

On obtient donc le système :

$$-\mathrm{L}a + \psi(\gamma - 1) = \frac{\Sigma \mathrm{L}x_i}{\mathrm{N}} \tag{113}$$

$$\frac{\gamma}{a} = \frac{\Sigma x_i}{\mathrm{N}} = \bar{x} \qquad \text{ou} \qquad -\mathrm{L}a = \mathrm{L}\bar{x} - \mathrm{L}\gamma \tag{114}$$

d'où l'équation en γ :

$$\varphi(\gamma) = \log\gamma - 0{,}4343\,\psi(\gamma - 1) = \log\bar{x} - \frac{\Sigma \log x_i}{\mathrm{N}} \tag{115}$$

et la valeur de a :

$$a = \frac{\gamma}{\bar{x}} \tag{116}$$

Le tableau IV donne une tabulation sommaire de la fonction $\varphi(\gamma)$.

TABLEAU IV

Loi de Pearson

Table de la fonction : $\varphi(\gamma) = \mathrm{Log}\,\gamma - 0{,}4343\,\psi(\gamma - 1)$

γ	$\varphi(\gamma)$	γ	$\varphi(\gamma)$
1	0,25068	26	0,00836
2	0,11741	27	0,00807
3	0,07635	28	0,00776
4	0,05654	29	0,00749
5	0,04487	30	0,00723
6	0,03719	31	0,00701
7	0,03174	32	0,00681
8	0,02767	33	0,00658
9	0,02453	34	0,00639
10	0,02204	35	0,00621
11	0,02000	36	0,00602
12	0,01832	37	0,00585
13	0,01690	38	0,00570
14	0,01569	39	0,00556
15	0,01460	40	0,00544
16	0,01370	41	0,00531
17	0,01289	42	0,00518
18	0,01213	43	0,00506
19	0,01151	44	0,00492
20	0,01094	45	0,00482
21	0,01042	46	0,00473
22	0,00990	47	0,00461
23	0,00949	48	0,00449
24	0,00908	49	0,00446
25	0,00870	50	0,00433

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

F) La confiance statistique

Nous avons vu qu'il existe des méthodes permettant de tester si telle hypothèse sur la distribution statistique d'une v. a. peut être retenue avec une probabilité raisonnable d'être exacte. On se gardera bien de dire que, si le test est favorable, l'hypothèse est confirmée, ce qui impliquerait qu'elle est la seule possible au vu de l'échantillon analysé. En fait, nombreux sont les cas où plusieurs distributions théoriques peuvent raisonnablement s'appliquer à un même échantillon; le bon sens veut alors que les différentes hypothèses envisagées conduisent à des courbes voisines.

Une loi de distribution théorique, ou hypothèse, dépend, nous l'avons vu, d'un certain nombre de paramètres et nous avons indiqué le moyen d'estimer ces paramètres à partir des données expérimentales. Le problème qui se pose maintenant est de déterminer dans quelle mesure les valeurs trouvées peuvent varier suivant l'échantillon utilisé, autrement dit, d'étudier pour chaque paramètre sa *loi de distribution d'échantillonnage*.

Prenons comme exemple une v. a. gaussienne : sa loi de distribution est entièrement déterminée par la moyenne $\bar{x}$ et l'écart-type σ_x. Mais ce que nous connaissons de ces deux paramètres se limite à des estimations faites à partir d'un certain échantillon comportant n valeurs de la v. a. que l'on note ${}_nm_x$ et ${}_xs_n$. Si l'on avait opéré sur un autre échantillon de même dimension, tiré de la même population-mère (par exemple deux périodes consécutives d'observations de débits de 25 années chacune), on aurait eu toutes les chances du monde de trouver comme estimations de $\bar{x}$ et de σ des valeurs différentes. On voit donc se dessiner de nouvelles lois statistiques intéressant non plus la distribution de la v. a. x, mais sa moyenne $\bar{x}$ ou son écart-type σ_x pour un grand nombre d'échantillons comportant chacun n valeurs de x. L'étude théorique de distributions d'échantillonnage sort du cadre de cet exposé; dans le cas de la loi normale, disons seulement que ${}_nm_x$ se comporte comme une v. a. normale de moyenne $\bar{x}$ et d'écart-type $\frac{\sigma_x}{\sqrt{n}}$, et que ${}_ns_x$ suit également une loi normale de moyenne σ_x et d'écart-type $\frac{\sigma_x}{\sqrt{2n}}$. Ces résultats ne sont du reste valables que si les conditions du théorème central limite sont respectées; il faut en particulier que n soit grand.

D'une façon générale, que la loi de x soit normale ou non, un moment empirique m_k d'ordre k, estimation d'un moment théorique μ_k, est distribué normalement avec une moyenne μ_k et une variance $\frac{1}{n}[\mu_{2k} - \mu_k{}^2]$, pour autant que les conditions du théorème central limite sont respectées. On peut également déterminer la covariance de deux moments empiriques d'ordres différents par la formule :

$$\text{cov}\ (m_k, m_h) = \frac{1}{n}[\mu_{h+k} - \mu_h\, \mu_k] \tag{117}$$

Si enfin le paramètre qui nous intéresse n'est pas un moment, mais une fonction de plusieurs moments, par exemple $\lambda(\mu_k, \mu_h)$ estimé par $l(m_k, m_h)$, on peut avoir une valeur approchée de sa variance en écrivant :

$$\text{var}\ l = \left(\frac{\partial l}{\partial m_k}\right)^2 \text{var}\ m_k + \left(\frac{\partial l}{\partial m_h}\right)^2 \text{var}\ m_h + 2\,\frac{\partial l}{\partial m_k} \cdot \frac{\partial l}{\partial m_h}\,\text{cov}\ (m_k, m_h) \tag{118}$$

On est donc ramené, si on possède un échantillon de taille suffisante, à étudier la variation d'une v.a. normale, c'est-à-dire la marge d'incertitude que l'on peut s'attendre à trouver,

autour de la valeur centrale déterminée empiriquement, avec une probabilité donnée. C'est là qu'intervient la notion de *seuil de confiance* et d'*intervalle de confiance*. Supposons que l'opérateur ne veuille pas prendre un risque supérieur à une probabilité de 5 % d'avoir, pour le paramètre étudié, une valeur théorique située en dehors de l'intervalle de variation qu'il va lui assigner. En fonction de la moyenne empirique du paramètre et de son écart-type d'échantillonnage estimé comme il est dit plus haut, il va construire une variable réduite de Gauss Puis il déterminera, au moyen de la table de l'intégrale de Gauss, la valeur absolue de la variable. réduite qui a une probabilité 0,025 d'être dépassée. Ceci lui donne deux valeurs du paramètre, symétriques par rapport à la valeur moyenne, entre lesquelles il y a 95 % de chances que se trouve la valeur théorique. L'intervalle séparant les deux valeurs extrêmes est dit : *intervalle de confiance à 95 %*.

5. RETOUR SUR LA NOTION DE RÉGRESSION

A) Loi de Gauss à deux variables - Régression linéaire

Soit deux v. a. normales x et y de moyennes $\bar{x}$ et $\bar{y}$, d'écarts-types σ_x et σ_y et ρ leur coefficient de corrélation. On montre que la loi du couple (x, y) est définie par la densité de probabilité :

$$f(x,y) = \frac{1}{2\pi\,\sigma_x\sigma_y\sqrt{1-\rho^2}} \exp\left\{-\frac{1}{2(1-\rho^2)}\left[\frac{(x-\bar{x})^2}{\sigma_x{}^2} - 2\rho\,\frac{(x-\bar{x})\,(y-\bar{y})}{\sigma_x\,\sigma_y} + \frac{(y-\bar{y})^2}{\sigma_y{}^2}\right]\right\} \quad (119)$$

On en déduit la distribution de y lié par x :

$$f_x(y) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\,\sigma_y\sqrt{1-\rho^2}} \exp\left\{-\frac{1}{2(1-\rho^2)}\left[\frac{y-\bar{y}}{\sigma_y} - \rho\,\frac{x-\bar{x}}{\sigma_x}\right]^2\right\} \quad (120)$$

à laquelle est associée la moyenne conditionnelle :

$$y'_x = \bar{y} + \rho\,\frac{\sigma_y}{\sigma_x}\,(x-x) \quad (121)$$

On détermine de même la moyenne conditionnelle de x lié par y :

$$x'_y = \bar{x} + \rho\,\frac{\sigma_x}{\sigma_y}\,(y-\bar{y}) \quad (122)$$

Les deux courbes d'estimation de y par x et de x par y, ou courbes de régression, sont donc des droites.

On notera qu'elles se coupent au point $(x = \bar{x},\ y = \bar{y})$ et diffèrent par leurs coefficients angulaires. Une telle régression est dite *linéaire* et ρ est un *coefficient de corrélation linéaire*.

Il est aisé de voir que dans un plan (x, y) probabilisé suivant cette loi, c'est-à-dire dont

BOUHASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

chaque surface élémentaire $dx\,dy$ est affectée d'un poids $f(x, y)dx\,dy$, les courbes d'égales densités de probabilité sont des ellipses d'équation :

$$\frac{1}{2(1-\rho^2)}(X - 2XY + Y^2) = -\operatorname{Log}\left[2\pi\,\sigma_x\sigma_y\sqrt{1-\rho^2}\,D\right] \qquad (123)$$

où $X = \dfrac{x-\bar{x}}{\sigma_x}$, $Y = \dfrac{y-\bar{y}}{\sigma_y}$, D : densité de probabilité.

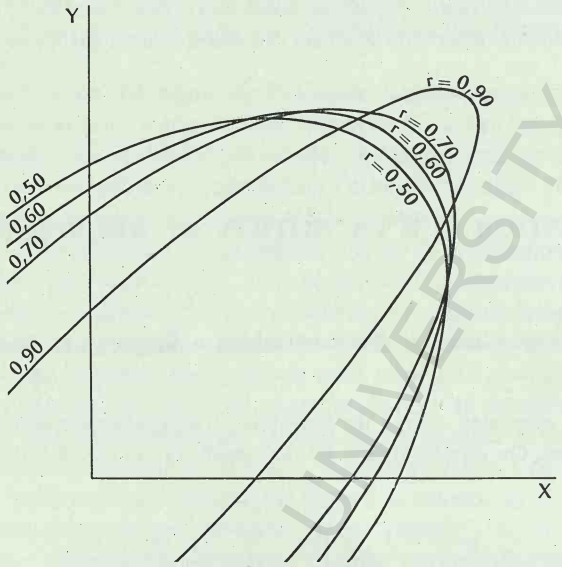


Fig 6 - Allure des éllipses d'égale densité de probabilité (0,01) dans la loi de Gauss à deux dimensions pour différentes valeurs du coefficient de corrélation ($\bar{x}=\bar{y}=0, \sigma_x=\sigma_y$)

La considération d'une loi de Gauss à deux variables permet de résoudre au mieux le problème suivant, d'application fréquente en hydrologie et en climatologie :

Soit une variable y dont on possède k observations (par exemple débit moyen annuel à une station observée depuis k années) et une variable x dont on possède $n > k$ observations (par exemple n années d'observations du débit moyen annuel à une autre station de la même rivière ou d'un bassin voisin). On suppose qu'il existe une certaine corrélation entre x et y et on s'intéresse à la moyenne de y.

Cette moyenne peut être estimée à partir des k valeurs fournies par l'observation directe ($_km_y$). Est-il possible d'améliorer cette estimation par la connaissance des n-k valeurs observées pour x? Si oui, quelle valeur convient-il d'adopter comme moyenne de y, de préférence à $_km_y$?

Désignons par :

$\bar{x}$ la moyenne de x;
$\bar{y}$ la moyenne de y;
σ_x l'écart-type de x;
σ_y l'écart-type de y;
ρ le coefficient de corrélation entre x et y.

BCU IASI - CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Les valeurs empiriques de ces paramètres, calculés d'après l'échantillon sont, en désignant par i une des k observations communes à x et à y et par j une des $n - k$ observations supplémentaires effectuées sur x :

$$\bar{x}_k = \frac{1}{k} \sum_{1}^{k} x_i \tag{124}$$

$$\bar{x}_n = \frac{1}{n} \left(\sum_{1}^{k} x_i + \sum_{k+1}^{n} x_j \right) = \frac{1}{n} \sum_{i+j} x \tag{125}$$

$$\bar{y}_k = \frac{1}{k} \sum_{1}^{k} y \tag{126}$$

$${}_k s^2_x = \frac{1}{k} \sum_{1}^{k} (x_i - \bar{x}_k)^2 \tag{127}$$

$${}_n s^2_x = \frac{1}{n} \sum_{i+j} (x - \bar{x}_n)^2 \tag{128}$$

$${}_k s^2_y = \frac{1}{k} \sum_{1}^{k} (y_i - \bar{y}_k)^2 \tag{129}$$

$${}_k r_{xy} = \frac{1}{k} \sum_{1}^{k} \frac{(x_i - \bar{x}_k)(y_i - \bar{y}_k)}{{}_k s_y \, {}_k s_x} \tag{130}$$

On constitue alors un échantillon comportant k valeurs de y et n valeurs de x, on détermine sa densité de probabilité et on lui applique la méthode du maximum de vraisemblance. Ceci permet d'évaluer les valeurs les plus probables des paramètres statistiques précédents, soit :

$$\hat{\bar{x}} = \bar{x}_n \qquad \hat{\sigma}^2_x = {}_n s^2_x$$

ce qui est normal pour les paramètres ne dépendent que de x, puisque c'est pour cette variable que la période d'observation est la plus longue : on n'a donc rien à attendre des observations faites sur y. Par contre :

$$\hat{\bar{y}} = \bar{y}_k - {}_k r_{xy} \frac{{}_k s_y}{{}_k s_x} (\bar{x}_k - \bar{x}_n) \tag{131}$$

$$\hat{\sigma}^2_y = {}_k s^2_y - {}_k r^2_{xy} \frac{{}_k s_y{}^2}{{}_k s_x{}^2} ({}_k s_x{}^2 - {}_n s_x{}^2) \tag{132}$$

$$\hat{\rho} = {}_k r_{xy} \frac{{}_k s_y}{{}_k s_x} \frac{\hat{\sigma}_x}{\hat{\sigma}_y} \tag{133}$$

Il s'agit maintenant de savoir si ces nouvelles estimations de $\bar{y}$ et de σ_y améliorent la connaissance de ces paramètres par rapport aux estimations par $\bar{y}_k$ et ${}_k s_y$. Pour ce faire, il faut

UCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

étudier les lois de distribution des estimations $\bar{y}$ et $\widehat{\sigma^2}_y$. Le problème a été traité par R. VÉRON *(Direction des Études et Recherches d'Électricité de France — Hydrologie)*. On trouve :

$$\text{moyenne de } \widehat{\bar{y}} = \mathrm{E}(\widehat{\bar{y}}) = \bar{y} \tag{134}$$

$$\text{var } (\widehat{\bar{y}}) = \mathrm{E}(\widehat{\bar{y}} - \bar{y})^2 = \frac{\sigma^2_y}{k}\left\{1 - \rho^2\,\frac{n-k}{n} + \frac{n-k}{n(k-3)}\,(1-\rho^2)\right\} \tag{135}$$

$$\text{moyenne } \sigma^2_y = \mathrm{E}(\sigma^2_y) = \frac{\sigma^2_y}{k}\left\{k - 1 + \frac{n-k}{n}\left(\frac{3}{k-3} + \frac{k-6}{k-3}\,\rho^2\right)\right\} \tag{136}$$

$$\left(\text{comprise entre } \frac{k-1}{k}\,\sigma^2_y \text{ et } \sigma^2_y\right)$$

$$\text{var } \widehat{\sigma^2}_y = \mathrm{E}(\widehat{\sigma^2}_y - \sigma^2_y) = \frac{\sigma^4_y}{k^2n^2}\,[\mathrm{A}' + \mathrm{B}'(1-\rho^2) + \mathrm{C}'(1-\rho^2)^2] \tag{137}$$

avec

$$\mathrm{A}' = 2k^2(n-1)$$

$$\mathrm{B}' = \frac{4k^2(n-k)\,(n-1)}{k-3}$$

$$\mathrm{C}' = k(n-k)\left\{(k-2)\,(n-k+4) - 2\,\frac{k-4}{k-3}\,[4k + (n-k)\,(k-2)] + k(n-k+2)\,\frac{(k-6)\,(k-8)}{(k-3)\,(k-5)} - \frac{n-k}{k}\left(\frac{k-6}{k-3}\right)^2\right\} \tag{138}$$

Pour l'étude de la moyenne, $\bar{y}$, on dispose de deux estimateurs $\bar{y}_k$ et $\widehat{\bar{y}}$. Le problème de savoir si la prise en compte des $n-k$ observations supplémentaires de x améliore la connaissance de $\bar{y}$ se ramène à l'étude de l'efficacité relative de $\bar{y}_k$ et de $\widehat{\bar{y}}$ définie par $\mathrm{E} = \dfrac{\text{var } \widehat{\bar{y}}}{\text{var } \bar{y}_k}$, soit, d'après les calculs effectués ci-dessus :

$$\mathrm{E} = 1 + \left(1 - \frac{k}{n}\right)\left[\frac{1 - (k-2)\,\rho^2}{k-3}\right] \tag{139}$$

Dans sa note, Véron donne l'exemple suivant :

$$\rho = 0{,}9, \quad k = 10, \quad n = 40 \quad \text{d'où} \quad \mathrm{E} = 0{,}415$$

$$\text{var } \bar{y}_{10} = \frac{1}{10}\,\text{var } y \text{ alors que var } \widehat{\bar{y}} = 0{,}415\,\frac{\text{var } y}{10}$$

Pour que la moyenne $\bar{y}_{k'}$ dérivée de k' observations ait une variance égale à $0{,}415\,\dfrac{\sigma^2_y}{10}$, il faudrait que $\dfrac{\sigma^2_y}{k'} = 0{,}415\,\dfrac{\sigma^2_y}{10}$ d'où $k' = 24{,}1$. Autrement dit, la prise en compte des 40 valeurs de x permet de déterminer y avec la même précision que si l'on avait eu 24 valeurs de cette variable observées directement au lieu de 10. L'intervalle de confiance à 95 % s'en trouve notablement resserré.

Pour la variance, la comparaison en efficacité des estimateurs $\widehat{\sigma^2}_y$ et ${}_k s^2_y$ est plus difficile du fait des distorsions qu'ils comportent et à cause de la complexité de l'expression de la variance aléatoire de $\widehat{\sigma_y}^2$. On se contentera en général de conserver l'estimation non biaisée : $\dfrac{k}{k-1}\,{}_k s^2_y$, sauf si $\widehat{\sigma^2}_y$ se trouvait être supérieur à cette expression. Cette erreur systématique

BOUNSALL CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

sur l'estimation de la variance $\widehat{\sigma^2}_y$ est due à la méthode même d'extrapolation : en remplaçant les $n - k$ valeurs non observées de y par des expressions tirées de l'équation de régression en x de y, on introduit en fait des moyennes conditionnelles qui, étant des moyennes, sont à priori moins dispersées que les valeurs naturelles. Il est donc normal que, si la véritable structure de l'échantillon le plus grand est la même que celle de l'échantillon restreint, on arrive pour l'écart-type à une valeur plus faible.

B) Régression quelconque à deux ou plusieurs variables

$X_1, X_2, \ldots X_n$ étant des variables indépendantes, on peut envisager entre ces variables et une variable Y, une relation stochastique que l'on écrira $Y = F(X_1, X_2, \ldots X_n)$. Cette relation ne sera pas exacte, c'est-à-dire que pour $X_1, \ldots X_n$ données, une valeur expérimentale Y_i de Y sera différente de la valeur $F(X_1, \ldots X_n)$ fournie par l'expression analytique ou par la courbe traduisant la relation.

Les causes des écarts entre valeurs calculées et valeurs observées peuvent être de natures diverses :

— erreurs de mesures (systématiques ou fortuites). On s'efforcera de corriger les premières lors de l'étude critique. Les secondes se répartissent en général assez bien suivant une loi de Gauss;

— non intégration de tous les facteurs conditionnels de Y dans la forme $F(X_1 \ldots X_n)$;

— s'il s'agit d'une forme F analytique, imperfection de la représentation adoptée.

a) *Méthode des moindres carrés.*

Cette méthode est théoriquement la meilleure lorsqu'on peut affirmer que les écarts aléatoires des points empiriques à la courbe moyenne suivent une loi de Gauss. En fait, on l'utilise généralement comme donnant une bonne approximation sans se préoccuper de la loi de distribution des écarts. Elle consiste à rendre minimale la somme des carrés des différences entre valeurs empiriques et valeurs *théoriques.*

Elle suppose que l'on connaît la forme analytique de la relation liant la variable étudiée Y aux variables indépendantes $X_1, \ldots X_n$.

Si l'on croit pouvoir exprimer une grandeur physique Y en fonction d'autres grandeurs $X_1, X_2, \ldots X_n$ par une relation :

$$Y = F(X_1, X_2, \ldots X_n; C_1, C_2, \ldots C_k) \tag{140}$$

$C_1, C_2, \ldots C_k$ étant des paramètres d'ajustement, dimensionnels ou non, le maximum de vraisemblance sera obtenu si, en posant $\varepsilon_i = Y_i - F_i$, les dérivées de $\Sigma\varepsilon_i^2$ par rapport aux différents paramètres sont toutes nulles. On obtient en définitive un système de k équations à k inconnues permettant de calculer les valeurs de $C_1, \ldots C_k$.

Y_i désignant le chiffre trouvé pour une valeur quelconque de Y, $X_{1i}, \ldots X_{2i}, X_{ni}$ les valeurs correspondantes trouvées pour les facteurs conditionnels, on a le système :

$$\frac{\partial \Sigma \varepsilon_i^2}{\partial C_j} = -2\Sigma\left[Y_i \frac{\partial F_i}{\partial C_j}\right] + 2\Sigma \frac{\partial F_i}{\partial C_j} F_i = 0 \tag{141}$$

$$\Sigma Y_i \frac{\partial F_i}{\partial C_j} = \Sigma F_i \frac{\partial F_i}{\partial C_j} \tag{142}$$

BCU LAUSANNE UNIVERSITY LIBRARY

les sommes s'étendant à l'ensemble des valeurs expérimentales trouvées pour chacun des Y, $X_1, X_2, \ldots X_n$ et j variant de 1 à k. (142) représente donc un système de k équations à k inconnues permettant en principe de calculer $C_1, C_2, \ldots C_k$.

Appliquons la formule (142) à un cas très simple : relation linéaire à une variable :

$$Y = aX + b$$

On a immédiatement :

$$\Sigma X_i Y_i = \Sigma(aX_i + b) X_i \tag{143}$$

$$\Sigma Y_i = \Sigma(aX_i + b) \tag{144}$$

d'où, N étant le nombre de couples (X_i, Y_i) :

$$a = \frac{N\Sigma X_i Y_i - \Sigma X_i \Sigma Y_i}{N\Sigma X_i^2 - (\Sigma X_i)^2} \tag{145}$$

$$b = \frac{\Sigma X_i^2 \Sigma Y_i - \Sigma X_i \Sigma X_i Y_i}{N\Sigma X_i^2 - (\Sigma X_i)^2} \tag{146}$$

Dans le cas général d'une relation polynômale de degré n, à un seul facteur conditionnel, on peut écrire :

$$y = a + bx + cx^2 + \ldots . + kx^n \tag{147}$$

et les coefficients sont donnés par le système linéaire :

$$\begin{aligned}
&Na + (\Sigma x_i)\, b + (\Sigma x_i^2)\, c + \ldots . + (\Sigma x_i^n)\, k = \Sigma y_i \\
&(\Sigma x_i)\, a + (\Sigma x_i^2)\, b + (\Sigma x_i^3)\, c + \ldots . + (\Sigma x_i^{n+1})\, k = \Sigma x_i y_i \\
&(\Sigma x_i^2)\, a + (\Sigma x_i^3)\, b + (\Sigma x_i^4)\, c + \ldots . + (\Sigma x_i^{n+2})\, k = \Sigma x_i^2 y_i \\
&\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \\
&(\Sigma x_i^n)\, a + (\Sigma x_i^{n+1})\, b + (\Sigma x_i^{n+2})\, c + \ldots . + (\Sigma x_i^{2n})\, k = \Sigma x_i^n y_i
\end{aligned} \tag{148}$$

L'expression analytique est donc fort simple, mais les calculs numériques deviennent vite impraticables lorsque n croît. On ne peut pratiquement dépasser le 4e degré en calculant à la main sur une machine électrique d'usage courant. Au-delà, il faut faire appel à la mécanographie.

Au cours de nos travaux, nous rencontrerons bien d'autres formes analytiques dont la résolution algébrique est très compliquée, parfois même impossible. On peut alors toujours s'en tirer par une méthode d'approximations, parfois longue à appliquer, mais toujours simple.

Reprenons en effet l'expression générale (140) :

$$Y = F(X_1, X_2, \ldots., X_n, C_1, \ldots . C_k)$$

— On se donne une valeur pour chacun des coefficients C.

— On calcule $\Sigma\varepsilon_i^2 = (Y_i - F_i)^2$

— En gardant $C_2, \ldots C_k$ constants, on fait varier C_1, en calculant chaque fois le $\Sigma\varepsilon_i^2$ correspondant.

— On porte sur un graphique $\Sigma\varepsilon_i^2$ en fonction de C_1, et en détermine le minimum auquel correspond une valeur de C_1 que l'on adopte provisoirement.

— On fait la même chose pour $C_2, \ldots, C_n$. Puis on revient à $C_1, \ldots$ jusqu'à ce que les valeurs trouvées pour les $\Sigma\varepsilon_i^2$ soient pratiquement constantes.

BOYNTON CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Pourvu que la fonction soit continue, les valeurs de $\Sigma\varepsilon_i^2$ convergent nécessairement vers une limite inférieure. Même pour des cas parfaitement solubles algébriquement, il peut être avantageux de procéder ainsi.

Si le système résolutif se présente sous forme de deux équations implicites à deux inconnues, on utilisera une méthode graphique.

b) *Méthodes des déviations résiduelles.*

Considérons une variable Y dépendant de n variables $X_1, \ldots X_n$. On supposera, ce qui est souvent réalisé en pratique, que l'on peut classer les X par ordre d'importance, c'est-à-dire suivant leur influence plus ou moins grande sur la variable dépendante Y, et que cet ordre correspond précisément aux indices 1, 2, ... n. Pour simplifier les écritures, nous supposerons que Y dépend de 3 variables seulement. On peut exprimer Y par X_i, facteur conditionnel le plus important, au moyen d'une relation :

$$Y = f(X_1) + \Delta_1 Y \tag{149}$$

$\Delta_1 Y$ représente l'écart résiduel subsistant après l'ajustement graphique d'une courbe $Y = f(X_1)$, fait à partir de n couples observés (Y_i, X_{1i}). Comme on sait qu'il existe d'autres facteurs conditionnels de la grandeur physique Y, il est raisonnable supposer qu'une partie au moins de Δ_1 est due à l'influence de X_2 et X_3, et d'écrire :

$$\Delta_1 Y = f(X_2) + \Delta_2 Y \tag{150}$$

$$\Delta_2 Y = f(X_3) + \Delta Y \tag{151}$$

D'après l'hypothèse de départ, l'écart résiduel ΔY ne peut être imputé à l'existence d'un autre facteur conditionnel. Il provient donc, soit d'un mauvais tracé de la première courbe. $Y = f(X_1)$ soit d'erreurs de mesures à caractère aléatoire, soit de facteurs conditionnels non envisagés; il est possible de remédier à la première de ces causes de dispersion en retouchant la courbe $Y = f(X_1)$, puis $\Delta_1 Y = f(X_2)$ etc. On se contente en général de deux approximations. En pratique, on opère de la façon suivante :

Première approximation :

On porte sur un graphique tous les couples (Y_i, X_{1i}) : Y en ordonnées et X_1 en abscisses. Une courbe est adaptée graphiquement au nuage de points : c'est la courbe de première approximation représentant $Y = f(X_1)$. Pour chaque point d'observation on observe une déviation $\Delta_{1i} Y = Y_i - f(X_{1i})$ qui est reportée en ordonnées sur une autre graphique d'abscisses X_2.

On ajuste graphiquement une courbe au nouveau nuage obtenu et on note les nouvelles déviations $\Delta_{2i} Y$ qui font l'objet d'un troisième graphique d'abscisses X_3. On obtient alors les déviations ΔY.

Deuxième approximation :

Les déviations $\Delta_i Y$ du troisième graphique sont considérées comme provenant en grande partie d'un ajustement déficient de la courbe $Y = f(X_1)$ tracée en première approximation. On porte donc pour chaque point, dans un plan (Y, X_1), les déviations $\Delta_i Y$ à partir de la première courbe $Y = f(X_1)$. Une nouvelle courbe $Y = f(X_1)$ est alors ajustée graphiquement au nouveau nuage de points ainsi obtenu. Les déviations résiduelles observées servent à corriger la 1re courbe $\Delta_1 Y = f(X_2)$, etc.

Finalement, la grandeur physique Y est estimée par la relation

$$Y = f'(X_1) + f'(X_2) + f'(X_3)$$

les valeurs des différentes fonctions f' étant prises sur les graphiques correspondant respectivement aux variables indépendantes X_1, X_2 et X_3.

On notera que l'application de cette méthode n'exige aucune hypothèse sur la forme analytique de la régression. Elle est de ce fait beaucoup plus générale que la méthode des moindres carrés.

Il existe d'autres méthodes pour l'étude des corrélations multiples; citons en particulier la *méthode coaxiale*, purement graphique. Lorsque les régressions sont linéaires, par exemple dans le cas de distributions marginales gaussiennes, on a parfois intérêt à calculer directement les paramètres de ces régressions, surtout si l'on s'intéresse à l'intensité des liaisons.

6. NOTIONS D'ÉCHANTILLONNAGE AU HASARD

L'échantillonnage au hasard est en quelque sorte l'opération inverse de l'analyse statistique. Il consiste à construire un échantillon dont la structure correspond à une loi de probabilité donnée. C'est une technique parfois utilisée dans les applications de l'hydrologie, notamment pour rendre compte de l'exploitation d'un aménagement au cours d'une période de durée nettement supérieure à celle des observations. Pour la mettre en pratique, on peut procéder par tirages au sort sur un échantillon type constitué à partir de la loi théorique proposée.

On préfère en général utiliser les tables de nombres au hasard, établies d'après des techniques fort différentes suivant les auteurs. Ces tables fournissent des collections de nombres dont la structure statistique correspond à une distribution uniforme, c'est-à-dire à une densité de probabilité constante, pour une v.a. variant de 0 à 1: les chiffres consignés dans les tables représentent donc des décimales de la v.a. et on en retient le nombre suffisant à la précision désirée.

L'utilisation des tables de nombres au hasard fait appel à la notion d'*anamorphose* : transformation d'une loi de répartition $F(x)$ en une autre loi quelconque $G(x)$ par un changement de variable approprié. Dans le cas qui nous intéresse l'anamorphose est rectangulaire, c'est-à-dire que l'on prend pour variable auxiliaire (à introduire dans les tables), $y = F(x)$; on vérifie aisément que y varie bien de 0 à 1 avec une densité de probabilité constante.

La constitution d'un échantillon au hasard est donc très simple. On se fixe arbitrairement un point de départ sur la table et on lit les chiffres en suivant dans un ordre quelconque. Si on désire, par exemple, retenir 4 décimales, on découpe dans la suite obtenue des groupes de 4 chiffres. Pour chaque nombre y ainsi obtenu, on détermine la valeur de x d'après la relation $y = F(x)$.

Bibliographie

EZEKIEL Mordecaï. — *Methods of Correlation and Regression Analysis.* — Londres.
KENDALL M.G. — *The advenced theory of statistics.* — Ch. Griffin. — Londres.
MORICE E. et CHARTIER F. — *Méthode statistique. Publication de l'I.N.S.E.E.* — Imprimerie Nationale, Paris.

IAS CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

BARLOW. — *Tables des carrés, cubes, racines carrées, racines cubiques et inverses de tous les nombres entiers de 1 jusqu'à 10 000.* — Librairie Polytechnique Ch. Béranger, Paris et Liège.

BOLL Marcel. — *Tables numériques universelles.* — Dunod, Paris.

On y trouvera notamment des tables assez complètes concernant la fonction Γ et sa dérivée logarithmique, les logarithmes naturels, etc.

Centre de formation aux applications industrielles de la statistique. — *Tables statistiques.* — Institut de statistique de l'Université de Paris.

Donnent, sous une forme condensée, dans un manuel particulièrement maniable, la plupart des tables correspondant aux fonctions de répartition usuelles et aux tests les plus courants.

FISCHER and YATES. — *Statistical Tables for biological agricultural and medical research.* — Oliver and Boyd, Londres.

Ces tables comportent entre autres une série importante de nombres au hasard.

HAYASHI Keiichi. — *Fünfstellige Tafeln der Kreis-und Hyperbelfunktionen.* — Walter de Gruyter & C°, Berlin.

Très utiles pour les fonctions exponentielles.

PEARSON K. — *Tables of the incomplete* Γ *function.* University Press, Cambridge.

Indispensables pour l'application de la loi III de Pearson.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

CHAPITRE PREMIER

PRÉCIPITATIONS

Pour l'hydrologue des pays tropicaux, les précipitations occultes (rosée) ou sous forme solide (neige - grêle) ne jouent pratiquement aucun rôle. Dans ce chapitre, *précipitation* sera donc synonyme de *pluie* ou d'*averse*.

Les précipitations sont évidemment le facteur essentiel des régimes hydrologiques puisqu'elles constituent la matière première des débits des cours d'eau. La nature de l'information dont on a besoin a leur sujet dépend du problème à traiter : bilan, crue maximale sur un petit ou sur un grand bassin, etc. D'autre part, les méthodes d'interprétation peuvent différer suivant la nature des observations existantes dont, souvent, il faut bien se contenter.

1. MESURE DE LA PLUIE

Il existe deux classes d'appareils permettant de mesurer la pluie :

— le *pluviomètre*, qui donne la pluie globale à une station pendant un temps plus ou moins long;

— le *pluviographe*, qui permet d'analyser de plus près la répartition de la pluie dans le temps.

A) Le pluviomètre

Le modèle le plus courant est le pluviomètre dit *Association*. Il se compose d'un seau tronconique de contenance variable suivant l'abondance des pluies journalières et d'un entonnoir surmonté d'une bague à arête chanfreinée matérialisant la surface de réception (fig. 7). Cette surface n'est pas normalisée par l'Office Météorologique International, le résultat étant en principe indépendant de sa valeur. En France, on a adopté 400 et 2 000 cm². Dans les régions tropicales et équatoriales, les pluviomètres sont généralement équipés avec des bagues de 400 cm². Notons toutefois que le Congo ex-Belge est équipé de pluviomètres dits *Standard* d'une surface réceptrice de 100 cm².

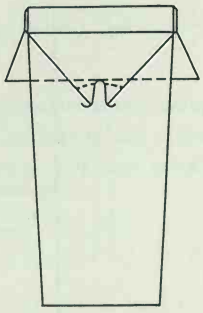


Fig. 7. Pluviomètre (coupe)

UCAD I CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

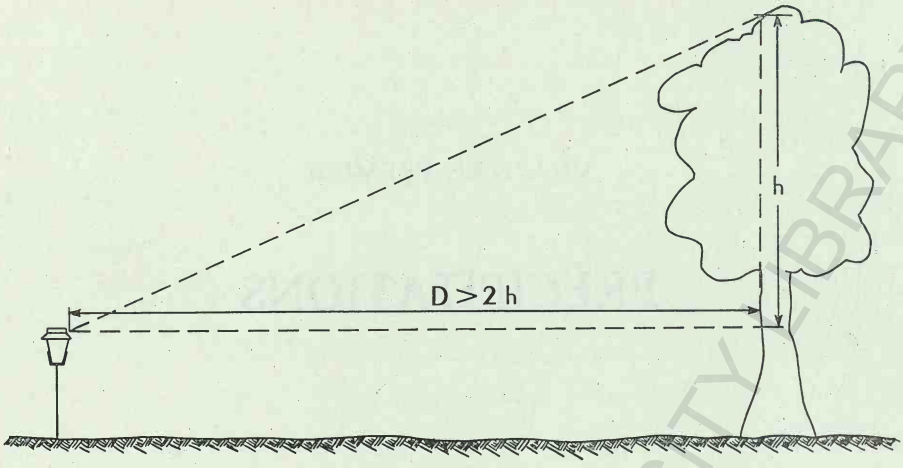


Fig. 8.

L'appareil est en général installé sur un trépied ou un support monotube, de telle façon que l'arête de la bague soit à 1,50 m au-dessus du sol. La surface de réception doit être horizontale. En plan, le pluviomètre doit être éloigné de chaque obstacle d'une longueur au moins deux fois égale à la hauteur de l'obstacle (fig. 8).

Les pluviomètres sont accompagnés d'une éprouvette spécialement gradués en 1/10 mm de pluie. Les lectures se font une ou deux fois par jour.

Il peut se faire que, pour des raisons particulières, on soit amené à laisser le pluviomètre beaucoup plus longtemps, parfois 1 an, sans le relever. Il faut alors augmenter considérablement la capacité du réservoir et assurer une protection contre l'évaporation. L'appareil prend alors le nom de *pluviomètre totalisateur* : la figure 9 montre une réalisation possible d'un tel appareil. Dans les zones sahéliennes et désertiques, le problème le plus difficile à

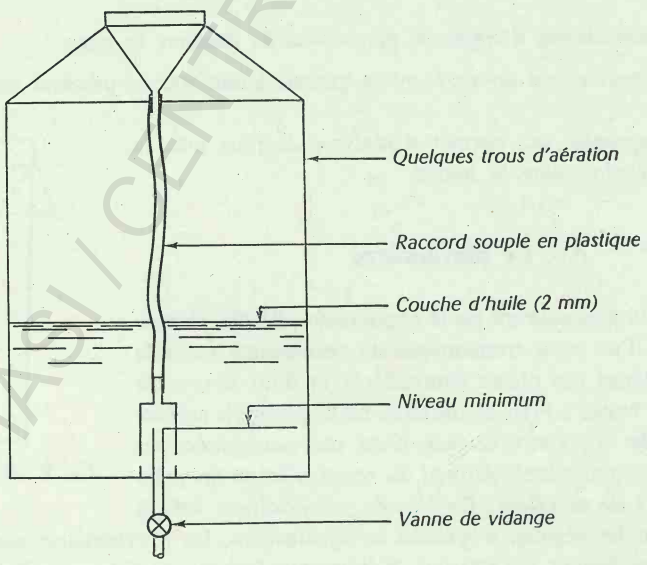


Fig. 9. Pluviomètre totalisateur

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

résoudre sera celui de la protection contre les nomades; la pose du pluviomètre constitue alors une véritable opération de camouflage et on est souvent obligé de sacrifier le respect des normes à la sécurité de l'installation. On peut être amené également à diminuer la capacité du réservoir pour faciliter le transport; il faut alors réduire la surface de réception à par exemple 200 cm². Le minimum demandé par l'O.M.I. est de 100 cm² mais il n'est pas recommandé de descendre aussi bas.

La précision des mesures pluviométriques a fait l'objet de nombreuses études; nous citerons en particulier celles de L. SERRA, P. CAPPUS et J. JACQUET en France, L. PONCELET en Belgique. Il ressort de ces différentes études que le principal facteur d'erreur est dû à l'action du vent sur la trajectoire des gouttes de pluie. Une des méthodes d'investigation dans ce domaine consiste à étudier statistiquement les précipitations reçues en un point donné par deux pluviomètres situés respectivement à 1,50 m et à 0,30 m du sol (calage de la collerette). On observe que les pluviomètres à 0,30 m, où le vent est en moyenne plus faible, reçoivent systématiquement plus d'eau que les pluviomètres à 1,50 m. L'exemple du tableau suivant, dans lequel J. Jacquet fait le décompte sur un échantillon de 337 pluies journalières du nombre de fois où l'on enregistre une pluie plus forte à 0,30 m (G_1) qu'à 1,50 m (G), est significatif à cet égard.

TABLEAU V

Catégories de vitesses de vents pendant la pluie m/s	Nombre de cas observés	Fréquence des cas où			
		$G_1 \geqslant G$		$G_1 < G$	
		absolue	relative %	absolue	relative %
$0 < V < 2{,}5$	8	7	87,5	1	12,5
$2{,}5 < V < 5$	79	74	93,6	5	6,4
$5 < V < 7{,}5$	186	156	83,9	30	16,1
$7{,}5 < V < 10$	52	36	69,2	16	30,8
$V > 10$	12	5	41,7	7	58,3

Lorsque $2{,}5 < V < 7{,}5$ m/s $G_1 \geqslant G$ dans près de 90 % des cas (sur 285).
Lorsque $V > 7{,}5$ m/s $G_1 \geqslant G$ dans 64 % des cas seulement (sur 64).
On peut supposer que par vent très fort, la turbulence de l'air au voisinage du sol doit être plus importante qu'autour du pluviomètre G à 1,50 m du sol et tend à réduire l'interception de la pluie par le pluviomètre G_1.

D'autres phénomènes peuvent perturber le bon fonctionnement d'un pluviomètre, comme l'évaporation qui donne également des erreurs par défaut. On a signalé également des entrées d'eau par capillarité pour les pluviomètres comportant une collerette rapportée non soudée.

B) Le pluviographe

Il existe toute une gamme d'appareils basés sur des principes différents : pesée, flotteur et siphonnage, comptage intermittent de volumes fixes, et diverses combinaisons de ces cas élémentaires. Actuellement, l'appareil le plus couramment utilisé, en France et dans les Etats de la Communauté, est le pluviomètre à augets basculeurs qui offre des garanties de fonctionnement et des facilités de dépouillement incontestablement supérieures.

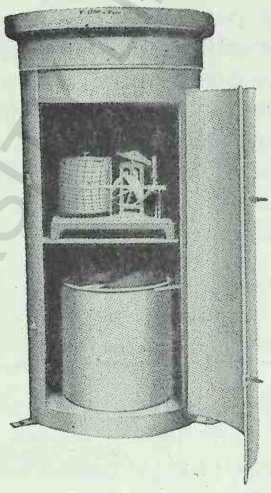
POLI IASI CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Principe de l'appareil à augets basculeurs :

Deux augets solidaires oscillent autour d'un axe en équilibre instable. L'un des augets reposant sur une butée, l'autre se trouve en position de remplissage sous le cône du récepteur de pluie. Au cours du remplissage, la verticale passant par le centre de gravité de l'ensemble se déplace en recoupant un segment limité par l'axe et le point de butée. Au moment précis où elle sort de ce segment, les deux augets basculent brutalement et le second commence à se remplir. Le basculement d'un auget se produit donc pour un volume d'eau bien déterminé.

Cliché Fototecnica

Fig. 10. Pluviographe Filotecnica : corps de l'appareil, capot enlevé. Le couvercle du carter contenant les augets basculeurs a été ôté pour montrer leur fonctionnement.



Cliché Cerf

Fig. 11. Pluviographe " Précis Mécanique " à augets basculeurs. Bague de 2 000 cm2.

Un réglage des butées permet d'ajuster ce volume à la valeur désirée, en l'occurence 20 cm^3 (correspondant à 0,5 mm de pluie).

En basculant, les augets entraînent, par l'intermédiaire d'un rochet, une came en cœur qui transmet le mouvement à un stylet.

Le pluviographe à augets basculeurs doit être fixé solidement, la platine qui supporte le bloc enregistreur étant horizontale.

Les pluviographes sont en principe réglés à l'usine. Mais même dans le cas où le réglage a été fait sérieusement, il est indispensable de le reprendre après la mise en place. Pour régler un auget, on disposera d'une pipette de 20 cm^3 qui sera remplie à son volume et que l'on videra lentement et avec précaution dans l'auget à tarer, l'autre reposant sur sa butée. On recommencera en réglant chaque fois la butée de l'auget opposé jusqu'à ce qu'on obtienne le basculement pour 20 cm^3 exactement. Le réglage sera repris au bout de 15 jours pour rattraper les tassements du sol.

Ces appareils présentent toutefois un certain nombre d'inconvénients. Ils sont parfois livrés avec un entonnoir muni d'un orifice ridiculement petit (2 mm de diamètre). Lors de pluies très intenses, cet orifice se met en charge et on enregistre une loi de vidange de l'entonnoir qui n'a rien à voir avec l'intensité de la pluie. D'autre part, un tel orifice se colmate facilement, même avec un fin grillage de protection. On remédie facilement à cet inconvénient en alésant à un diamètre supérieur : nous avons adopté un minimum de 5 mm.

Mais on se trouve alors en face d'un grave ennui qui peut être difficilement combattu : le temps de basculement des augets n'est pas négligeable et, au cours de ce mouvement, une certaine quantité d'eau est admise en excédant dans l'auget intéressé, donnant lieu à une sous-estimation de la pluie captée, d'autant plus importante que l'intensité est plus forte. Une étude très complète de ce phénomène a été faite par GUILLOT, de la Division Technique Générale d'Électricité de France. Elle porte sur 114 courbes d'essais relatives à autant d'appareils construits par la Société *Précis Mécanique*. En moyenne, on a trouvé les erreurs, par défaut, suivantes :

20 g/mn	200 g/mn	400 g/mn	600 g/mn	800 g/mn
0 %	6,5 %	12 %	16,8 %	21 %

Chaque auget basculant pour 20 grammes d'eau, on voit que l'écart de 6,5 % correspond, en France, où la surface de réception est de 2 000 cm², à une intensité de 60 mm/h, valeur relativement peu élevée pour les très fortes averses. Pour l'Afrique, c'est beaucoup moins grave puisque, avec une surface de 400 cm², l'erreur de 6,5 % se rapporte à une intensité déjà confortable de 300 mm/h.

Pour remédier à cette cause d'erreur, on peut essayer de diminuer le temps de basculement par une réalisation plus soignée des augets et de leur pivoterie, mais il ne semble pas que l'on puisse s'attendre, de ce côté, à une amélioration spectaculaire. Une autre méthode consiste à diminuer la surface de réception : avec 200 cm², l'erreur est pratiquement négligeable. On pourrait également appliquer des corrections aux résultats obtenus au moyen d'une courbe de tarage établie pour chaque appareil, mais cela conduirait à augmenter la durée des dépouillements de façon prohibitive, à moins de disposer d'un personnel surabondant, ce qui est rarement le cas.

Le principe des augets basculeurs se prête particulièrement bien à la télétransmission des résultats. Dans le cas d'une télétransmission par fils, il suffira de munir le train basculant d'un contacteur à mercure de type symétrique fermant, pendant une très courte durée, un circuit électrique sur un compteur d'impulsions placé à la réception. On aura soin de choisir un compteur, d'impédance suffisamment élevée (1 000 ohms environ pour une portée de 4 km). Le courant sera fourni par des piles et le circuit calculé avec soin suivant les caractéristiques du fil disponible, du compteur et du contacteur. La radiotransmission pose des problèmes beaucoup plus difficiles, surtout d'ordre économique : en Afrique, les parasites atmosphériques obligent pratiquement à recourir à la modulation de fréquence. Dans les mesures par télétransmission, le compteur visuel peut être remplacé par un enregistreur à impulsions.

Notons enfin que les pluviographes sont parfois utilisés comme simples pluviomètres enregistreurs avec des durées de révolution de 1 semaine, 15 jours ou même 1 mois. A cette échelle, il n'est pas possible évidemment de connaître en détail les intensités au cours d'une averse.

Les pluviographes ordinaires donnent, en fonction du temps, une courbe de pluies cumulées. Les appareils donnant directement la dérivée de cette courbe, appelés *pluviographes à intensité*, n'ont pas, jusqu'à présent, donné satisfaction. La dérivation se fait généralement *à la main*. On a pris l'habitude d'appeler *pluviogramme* la courbe des pluies cumulées fournie par l'appareil et *hyétogramme* le graphique des intensités.

Le dépouillement du pluviogramme consiste à présenter sous forme de tableau la courbe de pluie cumulée en tâchant de lui conserver le mieux possible ses caractéristiques. Il n'est pas question, en effet, pour les pluies quelque peu intenses, de localiser dans le temps chaque basculement. On divise donc le pluviogramme de telle façon que l'intensité à l'intérieur d'un intervalle soit à peu près constante; c'est une question d'habitude. La détermination de l'heure exacte de chaque limite d'intervalle peut se faire au moyen d'un vernier établi spécialement

TABLEAU VI

Heure	Pluie (mm)	Temps partiel (min)	Pluie partielle (mm)	Intensité (mm/h)	Heure	Pluie (mm)	Temps partiel (min)	Pluie partielle (mm)	Intensité (mm/h)
14 h 43	0,5				17 h 42	25			
		8	0,5	3,7			8	0,5	3,7
14 h 51	1				17 h 50	25,5			
		7	0,5	4,3			11	0,5	2,7
14 h 58	1,5				18 h 01	26			
		22	0,5	1,4			16	0,5	1,9
15 h 20	2				18 h 17	26,5			
		11	0,5	2,7			48	0,5	0,6
15 h 31	2,5				19 h 05	27			
		41	0,5	0,7			10	0,5	3,0
16 h 12	3				19 h 15	27,5			
		35	0,5	0,9			7	0,5	4,3
16 h 47	3,5				19 h 22	28			
		7	0,5	4,3			5	0,5	6,0
16 h 54	4				19 h 27	28,5			
		6	2	20,0			7	0,5	4,3
17 h 00	6				19 h 34	29			
		8	3,5	26,3			6	0,5	5,0
17 h 08	9,5				19 h 40	29,5			
		2	2	60,0			5	0,5	6,0
17 h 10	11,5				19 h 45	30			
		3	1,5	30,0			6	0,5	5,0
17 h 13	13				19 h 51	30,5			
		2	2,5	75,0			6	0,5	5,0
17 h 15	15,5				19 h 57	31			
		5	3	36,0			6	0,5	5,0
17 h 20	18,5				20 h 03	31,5			
		2	1,5	45,0			11	0,5	2,7
17 h 22	20				20 h 14	32			
		3	0,5	10,0			15	0,5	2,0
17 h 25	20,5				20 h 29	32,5			
		6	3	30,0			14	0,5	2,1
17 h 31	23,5				20 h 43	33			
		4	0,5	7,5			15	0,5	2,0
17 h 35	24				20 h 58	33,5			
		3	0,5	10,0			47	0,5	0,6
17 h 38	24,5				22 h 45	34			
		4	0,5	7,5					

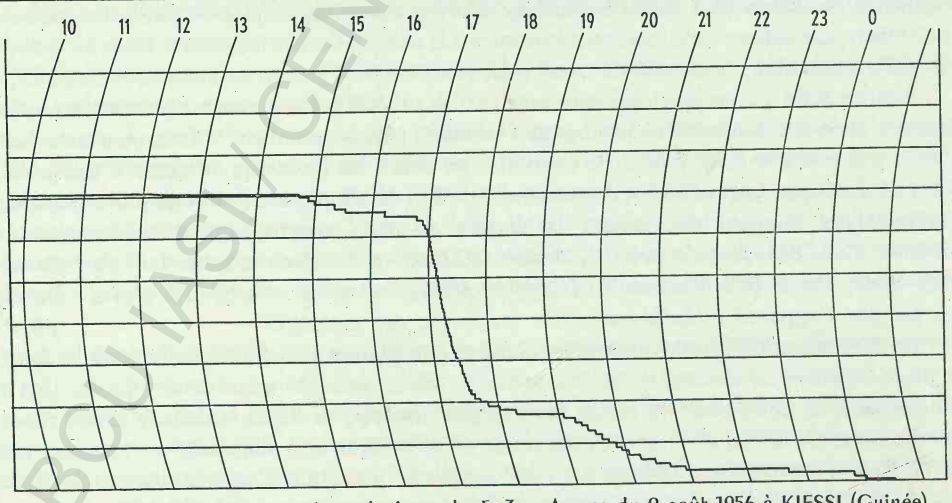
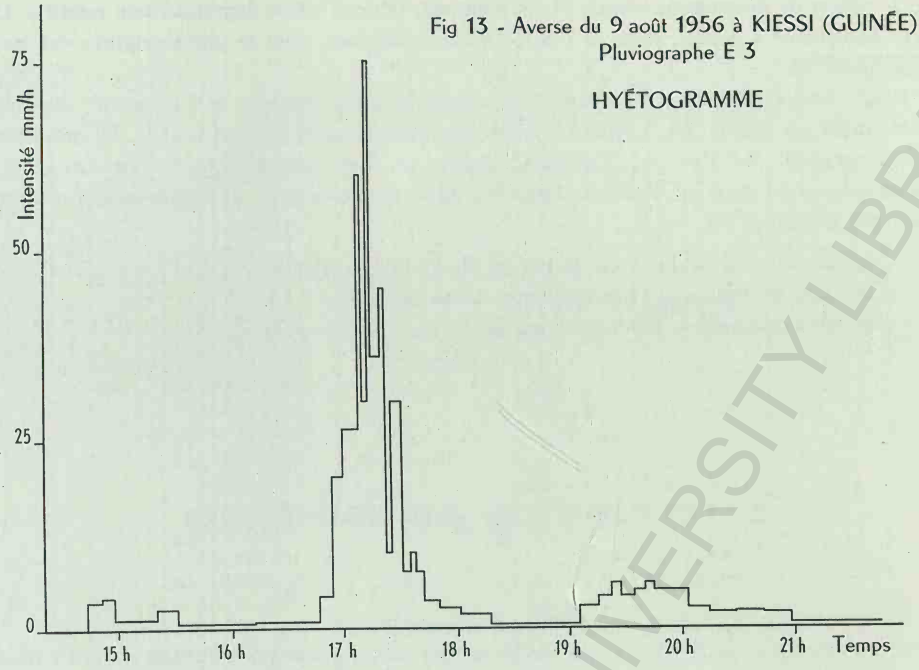


Fig. 12 - Diagramme enregistré au pluviographe I. 3. - Averse du 9 août 1956 à KIESSI (Guinée)

BCU IASI CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Fig 13 - Averse du 9 août 1956 à KIESSI (GUINÉE)
Pluviographe E 3

HYÉTOGRAMME



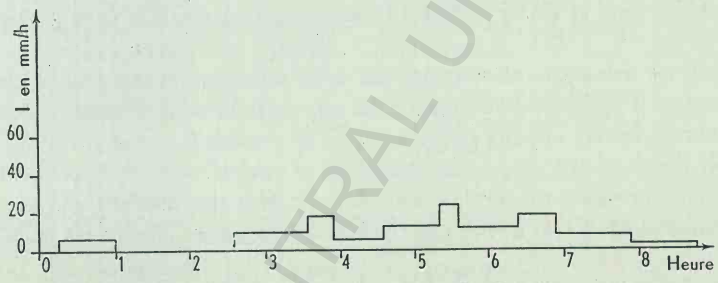


Fig 14 - Hyétogramme d'une pluie dite "de Mousson"
(RÉPUBLIQUE DE GUINÉE) H = 37,5 mm

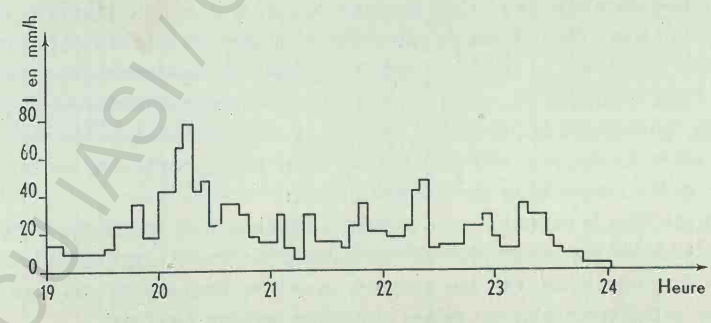


Fig 15 - Hyétogramme d'une pluie cyclonique
(NOUVELLE CALÉDONIE) H = 180 mm

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

pour le papier de diagramme utilisé. Nous donnons, tableau VI, le dépouillement relatif à une averse enregistrée à Kiessi, dans le Fouta-Djallon (Guinée), dont le pluviogramme est tracé sur la figure 12.

Pour chaque intervalle de temps, on calcule la pluie partielle et l'intensité, exprimée généralement en mm/h. La dernière colonne du tableau ainsi obtenu donne les ordonnées du hyétogramme de l'averse, répresenté figure 13. Les hyétogrammes sont en général caractéristiques du type de l'averse. Dans les pays tropicaux, on distingue essentiellement trois types d'averses :

— la tornade, ou grain (c'est le cas de la pluie précédente);
— la pluie de mousson (hyétogramme de la fig. 14);
— la pluie cyclonique (hyétogramme de la fig. 15).

2. LES RÉSULTATS PLUVIOMÉTRIQUES

Chaque observateur note ses relevés, après chaque mesure, sur un imprimé dont on trouvera un exemple figure 16. Chaque feuille groupe les observations effectuées durant 1 mois. Même pour les stations officielles, la présentation est loin d'être standardisée; elle varie dans l'espace suivant les pays et même parfois à l'intérieur d'un pays; elle varie également dans le temps.

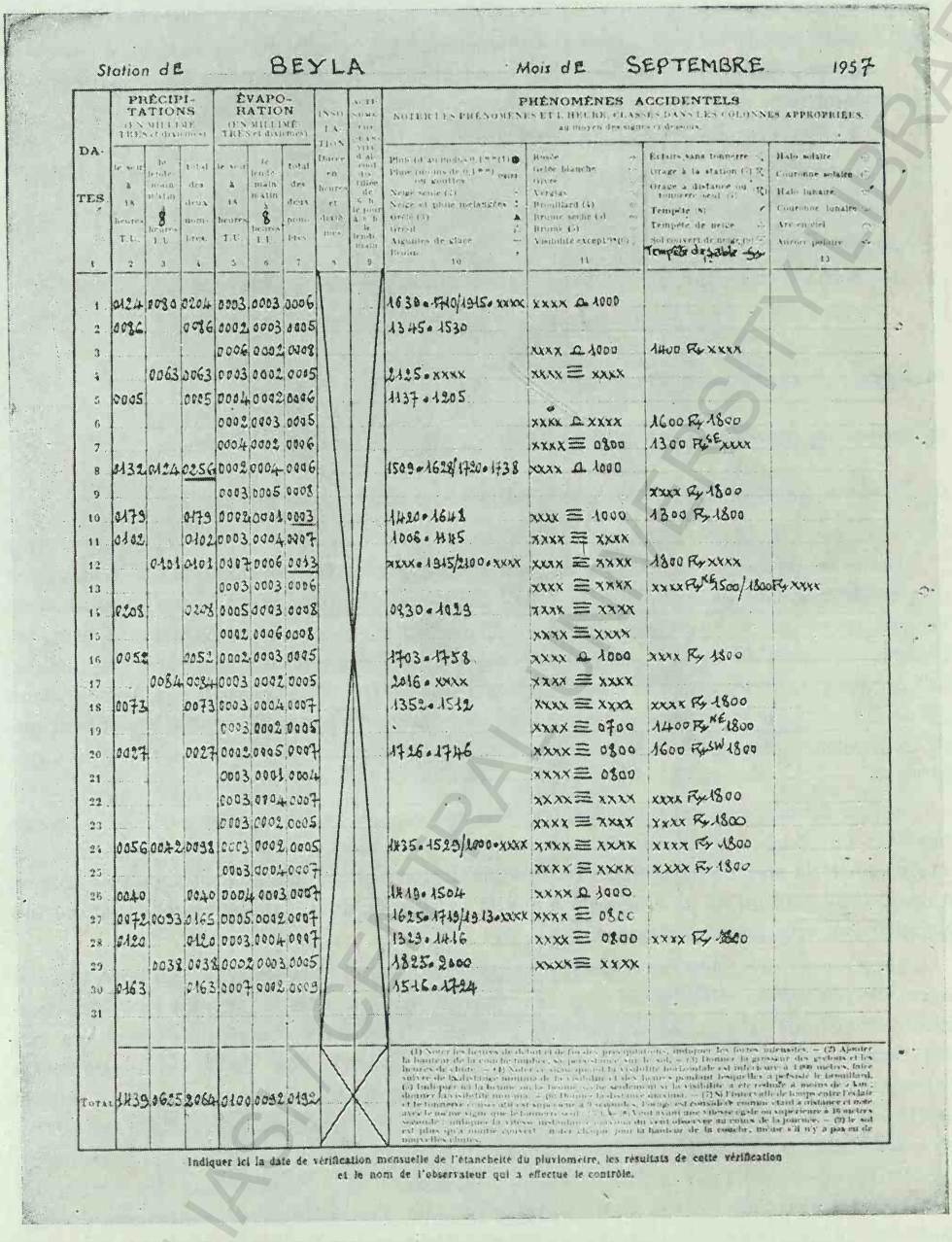
En général, un lecteur de pluviomètre fait deux observations par jour, à des heures du reste variables dans le temps et dans l'espace. En plus de la hauteur de précipitation, l'observateur doit fournir un certain nombre de renseignements qualitatifs : orages, état du pluviomètre (qui doit subir tous les mois un essai d'étanchéité) et parfois même la durée de la pluie. Sur certains imprimés, la durée de la pluie est indiquée dans une colonne spéciale sous forme d'un trait commençant, suivant une certaine échelle des temps, au début de la pluie et s'arrêtant à la fin.

A chaque fin de mois, le lecteur totalise les pluies qu'il a relevées et expédie la feuille au Service Météorologique de sa capitale. Le mode de calcul n'est pas toujours le même : en général, les consignes données aux observateurs font totaliser, pour obtenir la pluie d'un jour déterminé, l'observation du soir et celle du lendemain matin. Ce procédé se justifie par le fait que le relevé du matin se produit rarement au cours d'une précipitation, quoique cela puisse arriver, alors que l'observation du soir a lieu assez souvent pendant une averse. Certains types d'imprimés préparent ce mode de calcul en décalant les deux colonnes de résultats, matin et soir, d'une demi-journée : c'est souvent pour l'observateur une cause d'erreur supplémentaire. Enfin, on observe également un manque d'homogénéité dans le calcul de la pluie mensuelle, l'arrêt en fin de mois se faisant, soit après la première observation du dernier jour du mois, soit après l'observation du lendemain matin.

A leur arrivée dans la capitale, les documents originaux sont en principe vérifiés et recalculés. Mais, étant donné les crédits plus que modestes généralement attribués à la climatologie, ces opérations de contrôle ne sont pas toujours possibles. Ensuite, les résultats font l'objet de publications périodiques plus ou moins complètes suivant les Etats.

En plus des imprécisions que nous avons déjà signalées, relatives à la conception même des appareils, l'exploitation des stations pluviométriques donne lieu à un certain nombre d'erreurs.

PSAM FEIRA UNIVERSITY LIBRARY



Station de BEYLA Mois de SEPTEMBRE 1957

JOURS	PRÉCIPITATIONS (EN MILLIMÈTRES et dixièmes)			ÉVAPORATION (EN MILLIMÈTRES et dixièmes)			INSOLATION	ACTINOMÉTRIE	PHÉNOMÈNES ACCIDENTELS (NOTER LES PHÉNOMÈNES ET L'HEURE, CLASSÉS DANS LES COLONNES APPROPRIÉES, au moyen des signes et dessins)			
	le soir à 18 heures T.U.	le matin à 8 heures T.U.	total des deux nombres	le soir à 18 heures T.U.	le matin à 8 heures T.U.	total des deux nombres	Durée en heures et dixièmes					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1	0124	0080	0204	0003	0003	0006			1630 • 1740/1915 • xxxx	xxxx ☁ 1000		
2	0082		0082	0002	0003	0005			1345 • 1530			
3				0006	0002	0008				xxxx ☁ 1000	1400 Fy xxxx	
4		0063	0063	0003	0002	0005			2125 • xxxx	xxxx ≡ xxxx		
5	0005		0005	0004	0002	0006			1137 • 1205			
6				0002	0003	0005				xxxx ☁ xxxx	1600 Fy 1800	
7				0004	0002	0006				xxxx ≡ 0800	1300 Fy SE xxxx	
8	0132	0124	0256	0002	0004	0006			1509 • 1628/1720 • 1738	xxxx ☁ 1000		
9				0003	0005	0008					xxxx Fy 1800	
10	0179		0179	0002	0001	0003			1420 • 1641	xxx ≡ 1000	1300 Fy 1800	
11	0102		0102	0003	0004	0007			1006 • 1145	xxxx ≡ xxxx		
12		0101	0101	0007	0006	0013			xxxx • 1945/2100 • xxxx	xxxx ≡ xxxx	1800 Fy xxxx	
13				0003	0003	0006				xxxx ≡ xxxx	xxxx Fy SE 1500/1800 Fy xxxx	
14	0208		0208	0005	0003	0008			0930 • 1029	xxxx ≡ xxxx		
15				0002	0006	0008				xxxx ≡ xxxx		
16	0052		0052	0002	0003	0005			1703 • 1758	xxxx ☁ 1000	xxxx Fy 1800	
17		0084	0084	0003	0002	0005			2016 • xxxx	xxxx ≡ xxxx		
18	0073		0073	0003	0004	0007			1352 • 1512	xxxx ≡ xxxx	xxxx Fy 1800	
19				0003	0002	0005				xxxx ≡ 0700	1400 Fy NE 1800	
20	0027		0027	0002	0005	0007			1726 • 1746	xxxx ≡ 0800	1600 Fy SW 1800	
21				0003	0001	0004				xxxx ≡ 0800		
22				0003	0004	0007				xxxx ≡ xxxx	xxxx Fy 1800	
23				0003	0002	0005				xxxx ≡ xxxx	xxxx Fy 1800	
24	0056	0082	0138	0003	0002	0005			1135 • 1529/1000 • xxxx	xxxx ≡ xxxx	xxxx Fy 1800	
25				0003	0004	0007				xxxx ≡ xxxx	xxxx Fy 1800	
26	0040		0040	0004	0003	0007			1119 • 1504	xxxx ☁ 1000		
27	0072	0093	0165	0005	0002	0007			1625 • 1719/1913 • xxxx	xxxx ≡ 0800		
28	0120		0120	0003	0004	0007			1323 • 1416	xxxx ≡ 0800	xxxx Fy 1800	
29		0038	0038	0002	0003	0005			1825 • 2000	xxxx ≡ xxxx		
30	0163		0163	0007	0002	0009			1516 • 1724			
31												
TOTAUX	1139	0625	2064	0100	0032	0132						

(1) Noter les heures de début et de fin des précipitations, indiquer les fortes intensités. — (2) Ajouter la hauteur de la couche tombée, si précipitation sur le sol. — (3) Donner la grosseur des grêlons et les heures de chute. — (4) Noter ici, sous forme de fraction, la visibilité horizontale en indiquant à 1 000 mètres, puis valeur de la distance maximum de la visibilité et les heures pendant lesquelles a persisté le brouillard. (5) Indiquer si la brume sèche le matin ou le soir a été réduite à moins de 2 km., donner la visibilité maximum. — (6) Donner la distance maximum. — (7) Noter l'écart de temps entre l'éclair et le tonnerre comme s'il n'est supérieur à 5 secondes, l'orage est considéré comme étant à distance et noté avec le nombre signifiant que le tonnerre suit. — (8) Veut avant une vitesse égale ou supérieure à 16 mètres seconde, indiquer la vitesse instantanée maximum du vent observée au cours de la journée. — (9) Le sol est plus qu'à moitié couvert : noter chaque jour la hauteur de la couche, même s'il n'y a pas eu de nouvelles chutes.

Indiquer ici la date de vérification mensuelle de l'étanchéité du pluviomètre, les résultats de cette vérification et le nom de l'observateur qui a effectué le contrôle.

Fig. 16. Relevé pluviométrique original.

BCU IASI CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

a) *Erreurs d'observation.*

— Lecteur peu consciencieux; depuis celui qui relève le pluviomètre tous les 5 ou 6 jours, jusqu'à celui qui invente purement et simplement les résultats.

— Lecteur inconscient, comme celui qui cultive amoureusement des fleurs dans le seau du pluviomètre.

— Erreurs fortuites de lecture sur l'éprouvette.

— Erreurs dues à l'évaporation.

— Pour les pays ayant de très fortes précipitations : débordement du pluviomètre.

— Pluviomètre percé.

— Pertes d'eau pendant le transvasement du seau dans l'éprouvette.

— Pluviomètre sous un arbre, etc.

b) *Erreurs de transcription et de calcul (les plus fréquentes).*

c) *Erreurs de copie (dans les centres).*

d) *Erreurs d'impression (généralement corrigées dans les bulletins ultérieurs).*

Parmi les erreurs systématiques, on peut encore citer celles qui découlent de la situation du pluviomètre dans un microclimat ou de l'utilisation d'une éprouvette dont la graduation ne correspond pas à l'ouverture du pluviomètre. Lorsqu'il y a, à une époque donnée, un changement dans l'exploitation du pluviomètre, soit que l'emplacement de celui-ci soit modifié, soit qu'une éprouvette cassée soit remplacée par une autre qui ne convient pas, il est souvent possible de détecter les erreurs systématiques, tout au moins lorsque le réseau pluviométrique est relativement dense. Pour cela, on utilise la *méthode des doubles masses* (Y. BRUNET-MORET).

Si l'on considère un échantillon chronologique, on sait qu'on appelle *courbe des valeurs cumulées* ou *courbe de masse*, la courbe obtenue en portant les temps en abscisses et en ordonnées la somme des valeurs de la variable rencontrées depuis un temps pris comme origine. C'est ainsi qu'un pluviographe à augets basculeurs, dont le déroulement serait indéfini enregistrerait une courbe de masse.

Supposons maintenant que l'on dispose de deux stations voisines dont les totaux annuels soient liés par une corrélation pas trop lâche (coefficient de corrélation de plus de 0,70). Choisissons la période la plus longue possible telle que l'on ait des observations continues aux deux stations. Calculons pour chacune des stations les ordonnées de la courbe de masse correspondant à cette période. En reportant sur un graphique les ordonnées de l'une en fonction des ordonnées de l'autre correspondant aux mêmes abscisses sur l'échelle des temps, on obtient une courbe de double masse. Un exemple d'application est montré sur la figure 17. La courbe (3) montre qu'il n'y a eu aucun changement dans l'exploitation des stations de Desaix (Fort-de-France) et des Cadets (droite unique). Par contre, les deux courbes Galion-Desaix et Galion-Cadets montrent une cassure qui correspond au courant de l'année 1948. Or il se trouve que le rapport des pentes des deux demi-droites, dans chacun des cas, est égal à $\frac{\pi}{4}$. Le pluviomètre utilisé à la station du Galion est un ancien appareil dont la surface réceptrice mesure $100\,\pi$ cm^2. Dans le courant de l'année 1948, l'éprouvette qui servait aux lectures a été brisée et remplacée par une autre graduée pour un pluviomètre de 400 cm^2, d'où la valeur

BCU ASSET PRATT UNIVERSITY LIBRARY

du rapport des pentes. La méthode des doubles masses, appliquée systématiquement, a permis de déceler cette anomalie.

En pratique, les courbes de masse se tracent à partir des pluies annuelles. Nous verrons que, dans la plupart des cas, ces pluies annuelles sont réparties suivant une loi de Gauss, ce

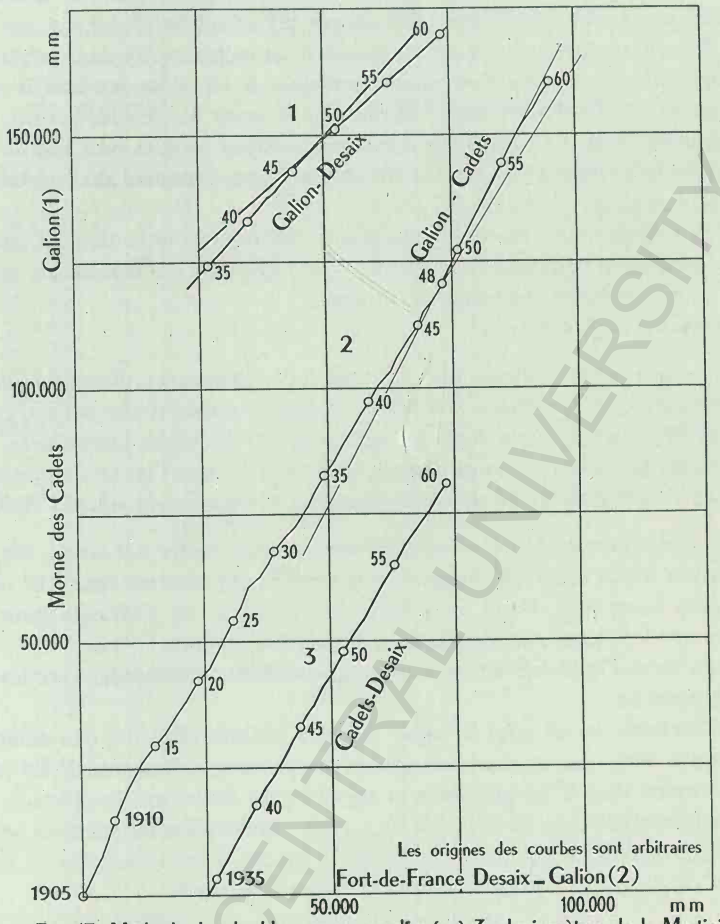


Fig. 17. Méthode des doubles masses appliquée à 3 pluviomètres de la Martinique

1. Double masse Galion-Fort-de-France Desaix
2. Double masse Galion-Cadets
3. Double masse Cadets-Desaix

qui implique (voir *Introduction*) une corrélation linéaire entre les stations. Il en est de même, *a fortiori*, pour les pluies annuelles cumulées qui sont une combinaison linéaire des pluies annuelles. Si les observations ont été correctes aux deux stations, la courbe de double masse doit donc être une droite, avec évidemment une certaine dispersion dans les points expérimentaux. Si on constate au contraire que cette courbe se compose de deux ou plusieurs segments de droite, c'est que l'une au moins des stations comporte une erreur systématique et l'on peut dire au simple vu de la courbe à quelles dates se sont produits les changements.

UCLA ASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

En opérant ainsi sur plusieurs doubles masses obtenues avec différents couples de stations, on parvient en général à isoler les stations fautives. Il suffit alors d'enquêter sur l'état actuel de ces stations et leurs conditions d'exploitation pour réunir tous les éléments nécessaires à la correction des erreurs systématiques.

Il ne faut pas exagérer la noirceur du tableau que nous venons de brosser; les documents officiels restent, malgré leurs inévitables imperfections, un outil de travail de 1er choix lorsqu'on travaille à petite échelle sur un nombre relativement important de stations et sur des durées assez longues. Par contre, pour des études de détail, il est indispensable de consulter les documents originaux ou leur reproduction photographique. Il est alors possible d'éliminer les erreurs des types b), c), d); d'autre part, l'examen de la tenue des feuilles permet souvent de détecter le lecteur déficient. La comparaison avec des stations voisines peut fournir également des éléments d'étude critique (s'en méfier). De toute façon, l'original du lecteur est ce qui se rapproche le plus de la réalité.

Avant d'être utilisés pour une étude quelconque, les résultats bruts doivent être présentés sous une forme facilement maniable : c'est le rôle du fichage et du classement. En même temps, on procèdera à une première réduction des données.

Le fichage se fait en deux temps :

1er *stade.* — Les relevés journaliers, pris sur les originaux et dûment *critiqués*, sont reportés sur une fiche dite *journalière.* Ces fiches, établies à raison d'une par an, comportent tous les relevées de pluies jour par jour, un préclassement des pluies journalières, les totaux mensuels et annuels, le nombre de jours de pluies par mois et dans l'année, le maximum journalier de l'année et des indications de températures et d'évaporation (quand elles existent).

2e *stade.* — Les totaux mensuels et annuels sont reportés, année par année, sur des fiches cartonnées à raison d'une fiche (ou plusieurs) par station. On trouvera figure 19 un exemple de ces fiches dites *mensuelles.* Dans un fichier bien organisé, on s'arrange pour avoir les mêmes périodes sur les fiches correspondant à différentes stations.

Bien entendu, toutes les fiches doivent être soigneusement collationnées avec les originaux après leur établissement.

Ce genre d'exploitation est celui en usage dans les stations officielles des différents états de la Communauté. Pour des études particulières, on procède différemment. En particulier, pour éviter les erreurs dues à l'évaporation et séparer plus facilement les averses, on relève les pluviomètres immédiatement après l'arrêt de la pluie. Enfin, certaines mesures peuvent être effectuées avec des dispositifs spéciaux, par exemple lorsqu'on veut connaître la hauteur de pluie au niveau du sol pour corriger les relevés évaporométriques.

3. ÉTUDE STATISTIQUE DES PLUIES PONCTUELLES

On admet souvent que, débarrassée de ses variations périodiques, la pluie se présente comme une variable aléatoire régie par simple hasard. Autrement dit, une averse ayant eu une valeur déterminée, celle qui la suit peut prendre toutes les valeurs compatibles avec la saison et le climat, en totale indépendance avec ce qui précède et ce qui suit. Ceci est évidemment une hypothèse, qui peut se trouver infirmée en bien des cas, mais assez bien vérifiée en général dans les climats tropicaux.

L'ensemble des données brutes fournies par les pluviomètres constitue un magma qu'il s'agit d'organiser par des classements et des réductions de données. Nous avons vu que l'éta-

SERVICE HYDROLOGIQUE DE L'O.R.S.T.O.M.

BASSIN D e l'Oubangui — STATION Bangassou-

FICHE MÉTÉOROLOGIQUE

Source des renseignements : Originaux météo

Année 195 3

		J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D		Max. journalier
Températ.	max.	36,6	38,6	33,6	39	35	33,8	33,5	33	35,5	34,8	35,4	35		
	moy.														
	min.	18,6	15,2	16,2	18	19	18,1	18	18,8	17,5	18	13,9	10,5		
Evaporat.	totale														
Pluviom.	ans														
Pluviom.	195 3	41,3	127	88,6	237,6	254,2	123,8	186,2	134,2	108,8	256,5	64,7	47,5	1681	55,9
FRÉQUENCE DES PLUIES	0 à 10	1	1	7	6	6	5	4	12	10	10	6		68	
	10 à 20	2	2	2	4	7	7	3	2	3	3	1		36	
	20 à 30		4	1	1	3		1			2			12	
	30 à 40				2			1			2	1		6	
	40 à 50								1	1	1		1	4	
	50 à 60				1	1		1						3	
	60 à 70														
	70 à 80														
	80 à 90														
	90 à 100														
	> 100														
	> 125														
N. de j. de pluie		3	7	10	14	17	12	10	15	14	18	8	1	129	

PLUVIOMÉTRIE JOURNALIÈRE

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
1			13,6	14,4	12,2	11,7		3,9	9,8	35,3		
2			4,2	2			5,6	5,5	3			
3					15,2				0,3	9,2		
4				3,8		4,8			2,6	11,7	31,8	
5				21			22,7				2,2	
6	19			15	10,5	13,6		8			1,3	
7				5	19,3				1	17,9		
8						18,8	11,6			0,9		
9					26,1		19,7	42		1,4		
10						16,2		9		47,2		
11					25,9				15,2		1,9	
12			5		0,8	10,6			41	2,4	9,1	
13			6						7,4	8,9		
14						14,2		2				
15		1		52,9	5,4		4,3	7	2,6		1	
16				37,4			55,6	7,6		37	1,9	
17		10,6				4,7	36,6		0,3	1,8		
18					4,7			5,6				
19			5,8			7,9		9,6	12,1	9,2	15,5	
20					55,9					13,5		
21		24	9,6		9,2					2,4		
22			5,5	35,3						1,6		
23	4,8	29		18	19,8							
24				19	22,4	14,6			1,4	22		
25		10,6		2,1				5,7		8		
26		24		6,2		3,2	9,6	2,5	1,5			
27					1,6	3,5		10,3				
28		27,8	27,4	5,5	11,4				10,6			
29	17,5		0,5		8		15,8	0,5				
30							4,7	15				
31			11		15					4,5		47,5

OBSERVATIONS

Service Hydrologique

Fig. 18. Pluviométrie : fiche journalière.

BCU LAUSANNE UNIVERSITY LIBRARY

18 OCT. 1960

Territoire : HAUTE VOLTA Station : GAOUA
Région ou Cercle :

RELEVÉS DES TOTAUX PLUVIOMÉTRIQUES MENSUELS

Coordonnées { latitude : 10° 20' N. longitude : 03° 11' W. Altitude : 333 m.

RAPHAËL ET PERNET IMP. PARIS-ST-OUEN 31.315

Année	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Total annuel
1930	0	0	9	41	266	170	121	176	129	67	1	0	981
1	0	6	4	163	244	132	157	203	248	6	98	0	1261
2	0	45	86	72	210	103	76	130	214	156	17	0	1109
3	0	10	62	15	137	190	235	211	180	3	65	37	1250
4	0	0	70	35	58	146	145	449	241	102	4	0	1250
1935	0	0	39	85	198	136	183	359	277	129	0	0	1416
6	0	28	22	76	47	149	187	137	281	88	63	0	1073
7	0	16	10	69	132	128	275	293	238	22	57	0	1246
8	0	0	78	46	205	74	64	284	238	129	36	3	1157
9	0	2	33	86	229	115	239	322	281	89	0	0	1356
1940	15	0	19	86	157	200	134	240	153	128	13	0	1115
1	37	0	5	56	186	174	191	347	168	120	79	0	1563
2	0	13	85	65	153	245	85	265	249	83	41	6	1290
3	0	1	55	38	155	155	210	345	330	71	8	8	1376
4	0	0	56	63	87	126	137	164	138	104	1	8	884
1945	0	0	2	36	150	119	243	271	262	85	4	0	1172
6	4	9	18	57	112	145	168	201	295	100	0	0	1109
7	0	2	32	9	34	126	138	251	146	49	28	8	823
8	0	0	5	53	165	130	190	177	249	123	7	0	1099
9	0	10	22	73	72	162	286	202	98	53	1	0	979
1950	13	12	14	58	127	214	182	138	72	17	17	0	864
1													
2	0	0	3	62	104	53	346	123	298	118	0	0	1107
3	0	6	32	118	140	113	143	183	199	72	15	0	1021
4	0	8	5	90	116	128	124	292	176	125	40	0	1104
1955	0	7	85	67	73	167	268	331	350	97	0	33	1478
6	0	1	109	169	118	126	118	147	186	33	39	35	1081
7	0	25	13	73	237	97	150	201	222	95	63	1	1177
8	0	0	42	102	151	185	93	117	184		93	0	
9	3	0	37	29	201	132	113	232	203	6	12	1	959
1960	0	0	11	118	60	186	84	240	202	74	10	28	969
1	0												
2													
3													
4													

Fig. 19. Pluviométrie : fiche mensuelle.

BCU IASI CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

blissement du fichier pluviométrique bien compris prépare ces opérations en effectuant, d'une part, un préclassement des pluies journalières, d'autre part, une première réduction des données par le calcul des totaux mensuels et annuels. Notons que ces données réduites peuvent à leur tour être considérées comme des variables aléatoires et donner lieu à des classements et à des réductions. La première et la plus importante de ces réductions est le calcul de la pluviométrie moyenne interannuelle à une station donnée ou *module pluviométrique* de cette station.

A) Répartition des pluies journalières

Cette étude n'implique aucune réduction préalable des données puisque les observations pluviométriques se font directement à l'échelle journalière. L'échantillon à analyser se présente sous forme de 365 N hauteurs de précipitations, N étant le nombre d'années d'observations. On peut envisager le problème sous deux angles différents :

a) On ne s'intéresse qu'aux plus fortes valeurs des précipitations. On peut alors constituer un échantillon de N valeurs, chacune d'elles représentant la précipitation la plus forte d'une des N années, et étudier la distribution statistique de cet échantillon. Peut-être parviendra-t-on à lui ajuster la loi de Gumbel ou la loi de Pearson III.

b) On s'intéresse à l'ensemble des précipitations, ou tout au moins à toutes les précipitations dépassant un seuil relativement peu élevé. Il faut alors classer les 365 N précipitations journalières qui constituent les données originales. On procèdera du reste par classes de hauteurs d'eau : tous les 10 mm par exemple pour les précipitations inférieures à 100 mm, puis tous les 25 mm et tous les 50 mm, de façon que les classes les plus élevées contiennent un nombre suffisant de valeurs.

Le classement étant effectué, on s'aperçoit que la classe la plus basse est constituée par des pluies nulles : il n'existe probablement pas de points sur terre où il pleuve tous les jours de l'année. La fonction de répartition se présente donc au départ comme une droite horizontale d'ordonnée nulle, ce qui conduit à affecter à la valeur zéro de la pluie une fréquence F_0. L'étude analytique de la loi n'est possible que si on élimine au préalable cette fréquence, c'est-à-dire si l'on utilise une loi tronquée.

Si l'on désigne par x la v.a. représentant une pluie journalière et par F_x sa fonction de répartition, on devra donc introduire une nouvelle fonction de répartition :

$$\varphi_x = \frac{F_x - F_0}{1 - F_0} \qquad \text{ou} \qquad \varphi_1(x) = \frac{F_1(x)}{F_1(0)} \tag{1-I}$$

les indices 1 étant réservées aux fréquences de dépassement.

Au cours d'études sur la répartition statistique des pluies journalières en Afrique Noire d'expression française, nous avons été conduits à adopter pour expression de φ_x

$$\varphi_x = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\,\sigma_y} \int_{-\infty}^{y} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{y-\bar{y}}{\sigma_y}\right)^2} dy \tag{2-I}$$

avec $$y = \text{Log } x$$

L'ajustement demande donc l'estimation de trois paramètres :

F_0 ou F_1 (0) ;
σ_y écart-type de Log x dans la loi tronquée ;
y moyenne de Log x dans la loi tronquée.

BOU IAS CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

En principe F_o est estimé par la fréquence expérimentale des pluies nulles tirées de l'échantillon. En fait, un certain nombre de circonstances modifie quelque peu cette conception. D'abord le nombre de jours sans pluie est très mal défini et dépend essentiellement de l'idée que l'observateur se fait d'une pluie nulle. Ensuite, les très faibles pluies, outre qu'elles sont souvent mal mesurées, procèdent de phénomène sensiblement différents de ceux qui donnent naissance aux averses moyennes ou fortes. On pallie cet inconvénient en estimant un F_o fictif comme nous l'indiquerons plus loin. De même le calcul direct de $\bar{y}$ et de σ_y est malaisé.

En définitive, devant la grande difficulté que présenterait une estimation analytique (maximum de vraisemblance ou autre) nous préconisons un ajustement purement graphique effectué de la façon suivante :

1) On divise l'échantillon en un certain nombre de classes : amplitudes de 10 mm de 0 à 100 mm, 25 mm de 100 à 150 mm, 50 mm au-dessus de 150 mm.

2) On calcule, pour la borne supérieure de chaque classe (x) la fréquence expérimentale de dépassement $F_1(x)$.

3) On choisit une valeur raisonnable de $F_1(o)$ en se basant sur la valeur expérimentale trouvée pour F_o

4) On calcule pour chaque borne $\varphi_1(x) = \dfrac{F_1(x)}{F_1(o)}$. On porte sur un graphique : $\varphi_1(x)$ en abscisses gaussiques ou, si l'on n'a pas de papier spécialement gradué, la variable réduite de Gauss correspondant à la probabilité $\varphi_1(x)$, Log x en ordonnées.

Si l'ajustement est réalisé, les points s'alignent approximativement suivant une droite. Sinon, on recommence avec une nouvelle valeur de F_o jusqu'à obtenir un alignement correct. On estime $\bar{y}$ et σ_y d'après la droite obtenue. On peut, si l'on veut, parfaire l'ajustement en cherchant à miniser le χ^2 sur les classes supérieures à 10 mm, mais cette précaution nous paraît superflue.

Notons enfin que le point correspondant à la borne inférieure de la plus haute classe est en général statistiquement mal défini, les observations au-delà de ce point étant trop peu nombreuses (rarement plus de 3).

Un exemple de calcul est donné sur le tableau VII. Il s'agit de la distribution des pluies

TABLEAU VII

Station de Kankan (34 *ans*)

	Nombre d'obs.	Nombre moyen annuel	$F_1(x)$	Log x	$F_1(o) = 0{,}27107$ $\varphi_1(x)$	$F_1(o) = 0{,}20$ $\varphi_1(x)$	$F_1(o) = 0{,}17$ $\varphi_1(x)$
> 0	3364	98,941176	0,27107		1		
> 10	1735	51,029411	0,13981	2,3026	0,516	0,699	0,822
> 20	962	28,294118	0,077518	2,9957	0,286	0,377	0,456
> 30	539	15,852941	0,043433	3,4012	0,1602	0,217	0,255
> 40	309	10,088235	0,024899	3,6889	0,0919	0,125	0,146
> 50	184	5,411765	0,014827	3,9120	0,0547	0,0741	0,0872
> 60	122	3,588235	0,0098308	4,0943	0,0363	0,0491	0,0578
> 70	82	2,411765	0,0066076	4,2485	0,0244	0,0330	0,0389
> 80	56	1,647058	0,0045125	4,3820	0,01665	0,0225	0,0265
> 90	31	0,911764	0,0024980	4,4998	0,00922	0,0125	0,0147
> 100	23	0,676471	0,0018533	4,6052	0,00684	0,00926	0,0109
> 125	10	0,294118	0,00080580	4,8283	0,00297	0,00403	0,00474
> 150	3	0,0882353	0,000241741	5,0106	0,000891	0,00121	0,00142

COLUMBIA UNIVERSITY LIBRARY

journalières à Kankan (République de Guinée). La figure 20 montre les tâtonnements effectués pour atteindre une estimation correcte des paramètres. On a obtenu :

$$F_1(o) = 0{,}17$$

$$\bar{y} = \overline{\text{Log}\, x} = 2{,}95$$

$$\sigma_y = \sigma_{\text{Log}\, x} = 0{,}718$$

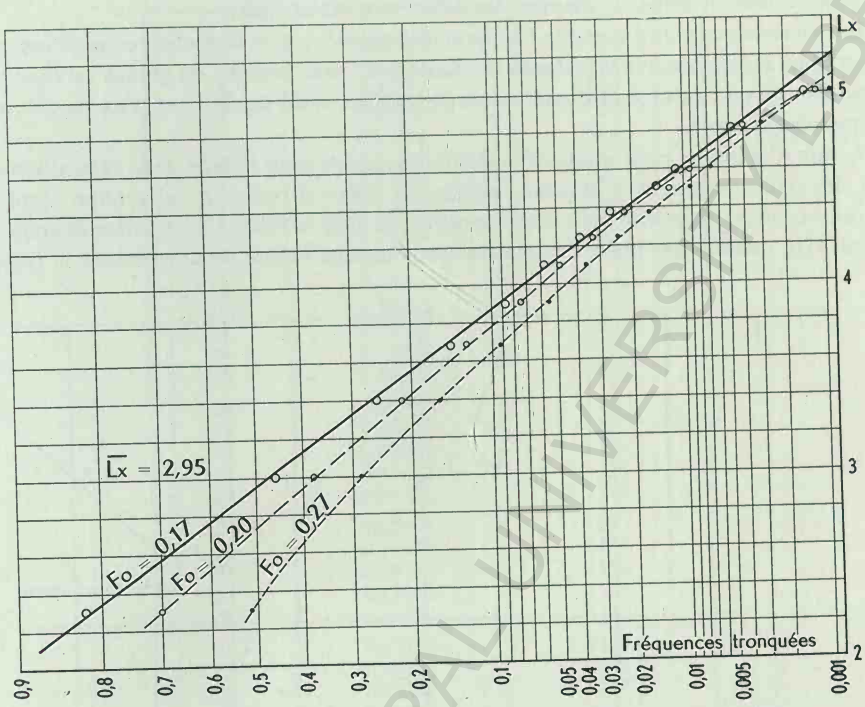


Fig. 20. Répartition statistique des pluies journalières à KANKAN (GUINÉE)

La loi de répartition s'écrit donc :

$$F_x = 0{,}83 + 0{,}17 \frac{1}{\sqrt{\pi}} \int_{-\infty}^{u} e^{-\frac{1}{2}u^2}\, du \qquad \text{avec} \qquad u = \frac{\text{Log}\, x - 2{,}95}{0{,}718}$$

Si la situation est soumise à des perturbations cycloniques, la loi précédente ne convient pas et le problème n'a pas encore reçu de solution satisfaisante.

B) Répartition des pluies annuelles

Une hauteur de pluie moyenne est la somme de 365 variables aléatoires. Ces variables ne sont pas absolument indépendantes puisqu'il existe des variations cycliques, ne serait-ce que les variations saisonnières; il semble toutefois que l'on puisse faire comme si elles l'étaient et c'est ce que nous avons admis pour l'étude statistique des pluies journalières. Si cette hypothèse est exacte, la loi de répartition nous est fournie par le théorème central limite et c'est une loi de Gauss.

En fait, on n'a jamais pu déceler, tout au moins pour les pays tropicaux soustraits à l'influence des cyclones, un écart à l'hypothèse de normalité qui soit significatif, en appliquant par

ORSTOM-BIBLIOTHEQUE CENTRALE

exemple à l'ajustement gaussien le test du χ^2. Toutefois, il y a des cas où, malgré un test favorable, une légère dissymétrie de la courbe des fréquences semble exister réellement. C'est qu'en plus du cycle annuel, il y a sans doute d'autres cycles. La chose a été longtemps controversée mais de récentes études sur les pluies en zone tropicale (études de Y. BRUNET-MORET en République Voltaïque) où sur l'abondance annuelle des cours d'eau (études indiennes) mettent significativement en évidence des périodes de longue durée : un peu plus de 20 ans. Cette question sera exposée plus en détail au chapitre des débits moyens annuels.

Il n'en reste pas moins vrai que l'étude statistique des pluies annuelles, considérées comme des variables indépendantes distribuées normalement, rend toujours de grands services à l'hydrologue et lui en rendra sans doute encore longtemps avant de disposer d'un modèle mathématique plus adéquat.

A titre d'exemple, nous donnons le détail des calculs pour l'étude de la répartition statistique des pluies annuelles à Bouaké, station de Côte d'Ivoire. L'échantillon dont nous disposons contient 38 valeurs de pluies annuelles (de 1923 à 1960). Ces données figurent sur le tableau VIII, classées par ordre décroissant. Pour chaque valeur on a déterminé la fréquence

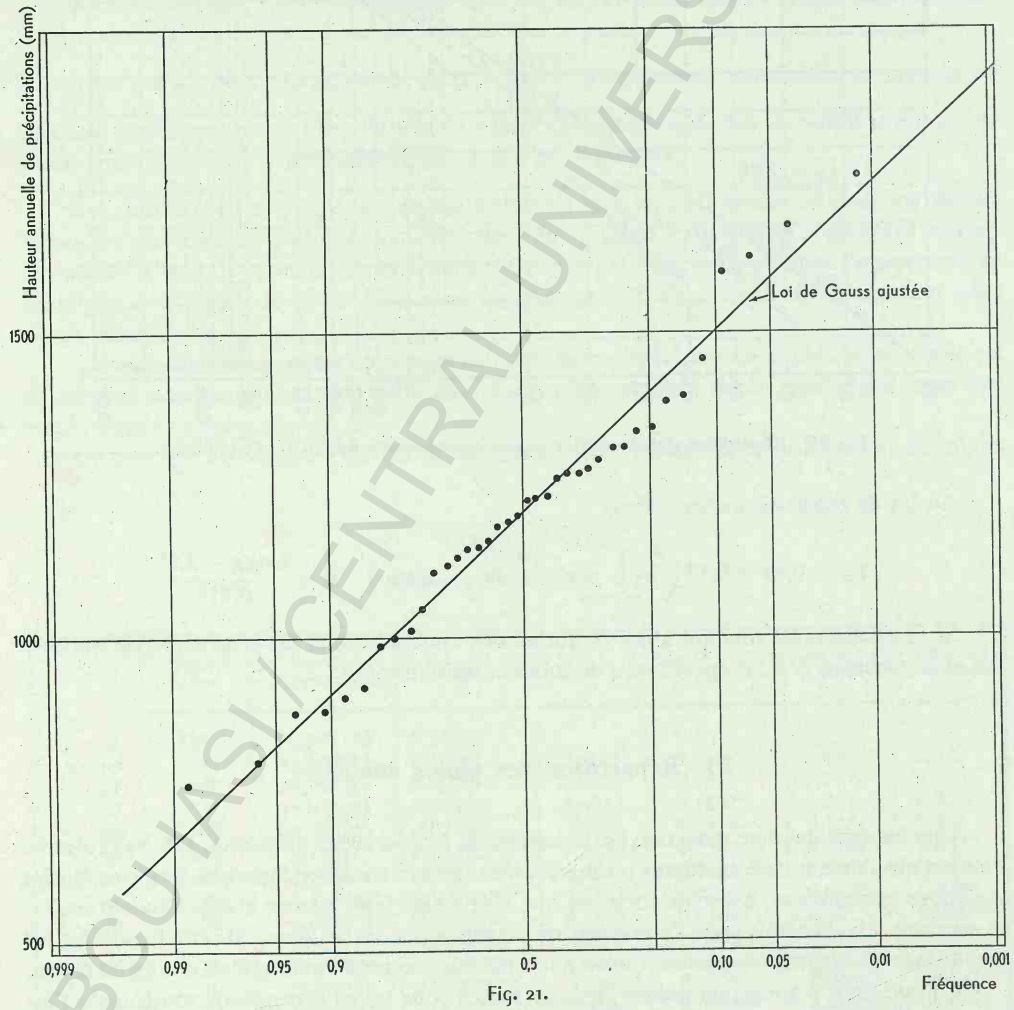


Fig. 21.

Répartition statistique des pluies annuelles à BOUAKÉ (RÉPUBLIQUE DE COTE-D'IVOIRE) (38 ans)

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

TABLEAU VIII

Bouaké (Côte-d'Ivoire)

Répartition statistique des pluies annuelles

n	F_1	Hauteurs annuelles classées (en mm)
1	0,01316	1757
2	0,03947	1675
3	0,06579	1624
4	0,09211	1599
5	0,11842	1456
6	0,14474	1396
7	0,17105	1387
8	0,19737	1344
9	0,22368	1337
10	0,25000	1312
11	0,27632	1310
12	0,30263	1293
13	0,32895	1276
14	0,35526	1269
15	0,38158	1269
16	0,40789	1261
17	0,43421	1231
18	0,46053	1228
19	0,48684	1226
20	0,51316	1197
21	0,53947	1190
22	0,56579	1182
23	0,59211	1158
24	0,61842	1143
25	0,64474	1145
26	0,67105	1131
27	0,69737	1118
28	0,72368	1107
29	0,75000	1047
30	0,77632	1010
31	0,80263	998
32	0,82895	986
33	0,85526	917
34	0,88158	900
35	0,90789	878
36	0,93421	874
37	0,96053	794
38	0,98684	757

empirique de dépassement F_1 par $\frac{n-1/2}{N}$. Si la répartition est normale, nous savons qu'elle est entièrement définie par la moyenne $\overline{H}$ et l'écart-type σ_H dont les estimations correctes à partir de l'échantillon sont :

$$\widehat{\overline{H}} = \frac{\Sigma H_i}{N} = 1205 \text{ mm}$$

$$\widehat{\sigma_H} = \frac{\Sigma (H_i - \widehat{\overline{H}})^2}{N-1} = 233{,}6 \text{ mm}$$

BCU LAUSANNE / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Nous allons examiner maintenant si le test du χ^2 n'infirme pas l'hypothèse de normalité. Pour cela nous allons diviser l'échantillon en un certain nombre de classes comportant chacune un minimum de 5 valeurs:

	1	2	3	4	5	6
Classe	$H \leqslant 900$	$900 < H \leqslant 1100$	$1100 < H \leqslant 1200$	$1200 < H \leqslant 1300$	$1300 < H \leqslant 1400$	$H > 1400$
Nb. d'observ.	5	5	9	8	6	5

Il faut ensuite déterminer le nombre théorique d'observations attribué par la loi ajustée à chaque intervalle.

$H \leqslant 900$. Variable réduite de Gauss correspondant à la borne 900 :

$$\frac{900 - 1205}{233,6} = -1,306$$

La table de l'intégrale de Gauss indique que la probabilité pour que l'écart réduit 1,306 soit dépassé, c'est-à-dire la probabilité pour que la pluie annuelle 900 mm ne soit pas dépassée, est de 0,0957. Comme l'échantillon comporte 38 valeurs, le nombre théorique attribué à la classe $H \leqslant 900$ est $\nu_1 = 0,0958 \times 38 < 3,64$.

$900 < H \leqslant 1100$. Pour la borne 1100, l'écart réduit est :

$$\frac{1100 - 1205}{233,6} = -0,4495$$

la probabilité pour que $H \leqslant 1100$ est donc (table de Gauss) : 0,3267. Comme la probabilité de $H \leqslant 900$ est de 0,0958 la probabilité de $900 < H \leqslant 1100$ sera :

$$0,3267 - 0,0958 = 0,2309$$

et le nombre théorique de valeurs contenues dans la classe :

$$\nu_2 = 0,2309 \times 38 = 8,77$$

On procède ainsi pour tous les intervalles, et on dresse le tableau suivant :

TABLEAU IX

Classe	n_i	ν_i	$n_i - \nu_i$	$(n_i - \nu_i)^2$	$\frac{(n_i - \nu_i)^2}{\nu_i}$
1	5	3,64	1,36	1,8496	0,5081
2	5	8,77	— 3,77	14,2129	1,6206
3	9	6,26	2,74	7,5076	1,1993
4	8	6,32	1,68	2,8224	0,4466
5	6	5,33	0,67	0,4489	0,0842
6	5	7,68	— 2,68	7.1824	0,9352

d'où $$\chi^2 = \Sigma \frac{(n_i - \nu_i)^2}{\nu_i} = 4,7940$$

L'opération de cloisonnement s'effectue avec $6 - 1 = 5$ degrés de liberté. D'autre part, la loi de Gauss comporte 2 paramètres. On a donc en tout 3 degrés de liberté. En se reportant à une table de χ^2, on trouve que la probabilité pour qu'un χ^2 de 4,7940 soit dépassé est légèrement inférieure à 20 %. L'ajustement d'une loi de Gauss à notre échantillon est donc satisfaisant.

CSU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Pour terminer l'étude statistique, il reste à estimer le degré de confiance que l'on peut attribuer à l'estimation des paramètres $\overline{H}$ et σ_H. Nous avons vu que la variance de $\widehat{\overline{H}}$ peut être estimée par $\frac{\widehat{\sigma_H}}{\sqrt{N}}$, soit ici : 37,9 mm. L'intervalle de confiance à 95 % correspond sensiblement à 2 écarts-types (exactement 1,96). Donc, si l'on ne veut pas prendre plus de 5 % de risque que la vraie moyenne tombe en fait en dehors de l'intervalle assigné à l'estimation de cette moyenne, il faudra donner l'estimation de $\overline{H}$ sous la forme 1205 $\pm$ 76 mm. Cette possibilité de variation autour de la valeur centrale estimée, montre qu'une série de 38 ans d'observations donne une idée assez imparfaite de la pluviométrie annuelle moyenne à une station. Encore s'agit-il ici d'un régime pluvial pour lequel l'écart-type n'est pas considérable. Si nous prenions une station présentant une abondance moyenne du même ordre mais située en régime côtier, l'imprécision serait beaucoup importante : citons l'exemple de Pointe-Noire (République du Congo), dont la moyenne estimée d'après 26 années d'observations est de 1243 mm, avec un écart-type de 372 mm (répartition statistique de l'échantillon : fig. 22).

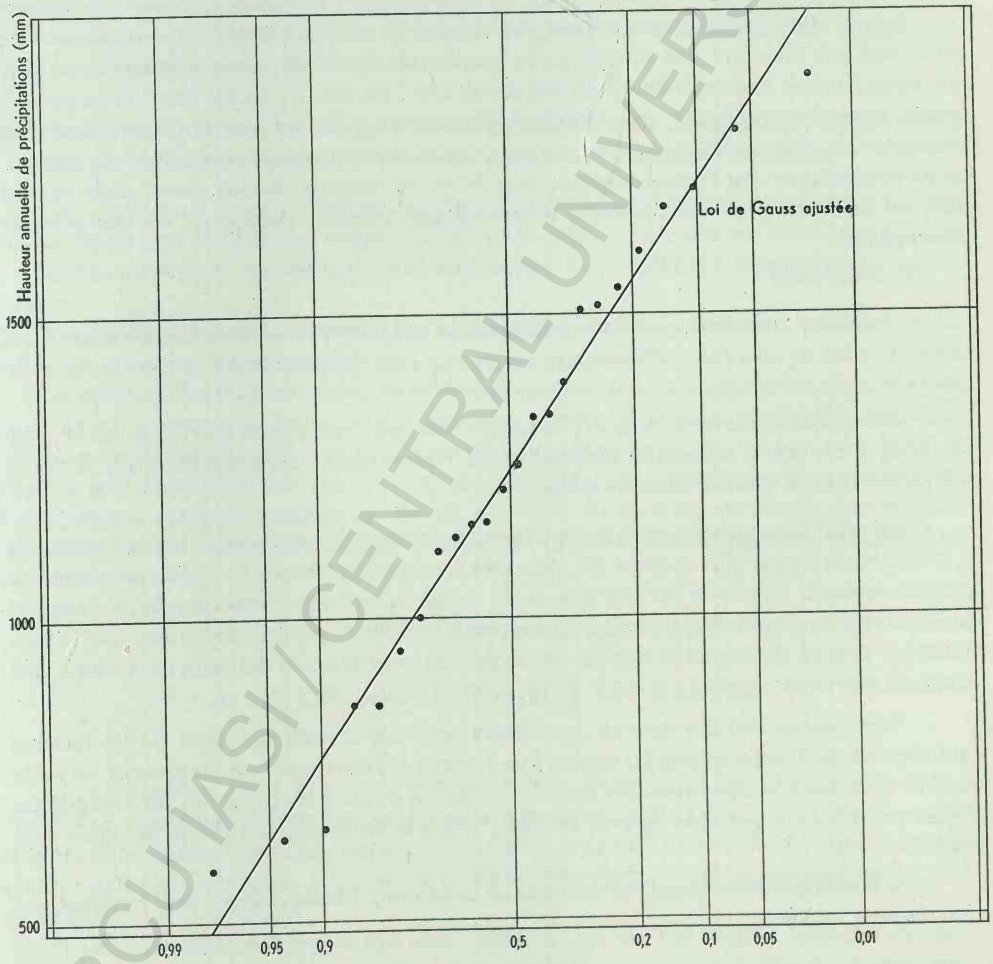


Fig. 22.
Répartition statistique des pluies annuelles à POINTE-NOIRE (RÉPUBLIQUE DU CONGO) (24 ans)

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

L'écart-type aléatoire de $\widehat{\sigma_H}$, estimation de σ_H, peut être estimé par $\frac{\widehat{\sigma_H}}{\sqrt{2N}}$, soit ici : 26, 8 mm

L'intervalle de confiance à 95 % s'exprime donc par $\sigma_H = 233{,}6 \pm 53{,}6$ mm. La précision relative de l'estimation est donc encore moins grande que pour $\overline{H}$.

Nous n'avons nullement la prétention d'avoir épuisé le sujet en ce qui concerne la distribution des pluies annuelles. Des études très nombreuses ont été faites à ce sujet; elles ont donné lieu à une masse considérable de publications : nous en citerons quelques-unes dans la bibliographie relative à ce chapitre. En particulier la normalité de cette distribution a été souvent contestée et il est remarquable de voir que les différentes opinions émises à ce sujet dépendent essentiellement des régions climatiques dans lesquelles travaillent les auteurs.

C) Méthode des stations-années

Dans le sens statistiquement exact, les termes de *pluie décennale, pluie centenaire....*, définissent une pluie qui, sur un très grand nombre de décennies ou de centenaires, se produirait *en moyenne* une fois tous les dix ans ou tous les cent ans. Il est clair que l'on ne possède jamais, à une station donnée, une période d'observations suffisante pour la détermination des fréquences de récurrence élevée. D'autre part, étant donné l'évolution générale des climats, on ne peut affirmer que l'invariance du climat pour une période de cinq cents, mille ans ou plus, est suffisante pour que les règles de probabilités puissent s'appliquer sur des périodes aussi longues.

Par conséquent :

— En ce qui concerne la seconde remarque, on considèrera les fréquences de récurrences élevées comme un concept mathématique analogue à ceux qui président à la théorie des assurances.

— En ce qui concerne la première remarque, dès que l'on dépasse les fréquences d'ordre décennal, il est bon d'augmenter artificiellement l'importance de l'échantillonnage. C'est le rôle de la méthode dite *des stations-années.*

Cette méthode consiste à prendre en compte et à classer les pluies de plusieurs stations de la même façon que si elles avaient été observées à une seule station. Le choix des stations à grouper demande beaucoup de bon sens et de doigté, et une étude approfondie des facteurs qualitatifs du climat. En effet, il serait inutile et même nuisible de gonfler l'importance de l'échantillonnage tout en diminuant la qualité. On se guidera pour le choix des stations sur les considérations suivantes :

— Les stations choisies devront être situées dans des climats analogues où les facteurs conditionnels de la pluie suivent les mêmes lois. Il serait faux, par exemple, de grouper un poste tropical situé dans la zone *tornades pures* et un poste tropical de transition pour lequel un certain nombre de pluies sont du type *mousson*, même si leurs modules pluviométriques sont voisins.

— Il faudra contrôler soigneusement que les conditions d'indépendance dont nous parlons ci-après sont vérifiées.

Conditions d'indépendance : elles sont différentes suivant la nature du problème que l'on cherche à résoudre. Nous distinguerons deux cas :

RUTGERS THE STATE UNIVERSITY LIBRARY

a) *Probabilité de dépassement d'une hauteur de pluie donnée relative à une durée donnée, en un point déterminé.*

Il doit y avoir indépendance totale entre les éléments pluviométriques relevés aux différentes stations; le coefficient de corrélation devra donc être nul ou très faible. S'il s'agit d'une étude de distribution des pluies journalières en tropical pur, cette condition sera facile à réaliser l'étendue moyenne d'une pluie de tornade étant généralement assez faible. S'il s'agit de pluies de mousson, la condition est plus sévère. Dans le cas de cyclones ou d'averses durant plusieurs jours, il faudra de plus faire une sélection dans le temps, pour chaque poste, en ne retenant par exemple que la pluie maximale journalière du cyclone ou de la pluie continue. Si la proportion d'averses étendues ou de cyclones est faible, on se contentera d'effectuer cette dernière sélection sans tenir compte de l'augmentation apportée par ces pluies au coefficient de corrélation.

Pour l'étude de la distribution des totaux annuels, cette condition est très sévère. Il est en effet nécessaire que les pluviosités de deux stations groupées soient totalement indépendantes pour une année donnée; ceci exclut pratiquement le choix de stations situées dans la même région. Ceci exclut même pratiquement l'application de la méthode à un tel problème. Si toutefois on tenait absolument à l'utiliser dans un cas particulier où une indépendance suffisante serait observée, il faudrait au préalable effectuer une homogénéisation du premier ordre dont nous parlerons ultérieurement.

b) *Probabilité pour qu'une hauteur de pluie donnée relative à une durée donnée, soit égalée ou dépassée en un point quelconque d'une région météorologiquement homogène.*

Les conditions d'indépendance ne sont plus requises de façon absolue mais il faut par contre que la répartition spatiale des stations choisies, et choisies uniquement dans la région ou ses abords immédiats, ne soit pas trop hétérogène. Les conditions géographiques restent exigées.

L'ensemble des données obtenues par la méthode des stations-années est traité suivant les méthodes exposées précédemment.

La méthode des stations-années est classique, en général bien acceptée des climatologues. Et pourtant, à notre avis, on ne saurait trop s'en méfier. Ce mélange de données physiques observées en des points différents a quelque chose qui choque un peu le bon sens lorsqu'il s'agit de phénomènes naturels, même si cela peut se justifier par la théorie des épreuves répétées. Nous pensons que cette méthode ne devrait pas sortir du domaine de l'étude des intensités moyennes sur des durées relativement courtes, ou tout au plus de celui des précipitations journalières.

4. PLUIE MOYENNE SUR UN BASSIN

Un pluviomètre, placé en un lieu bien déterminé, donne sur la hauteur d'eau tombée à une station une indication que l'on peut qualifier de ponctuelle, en égard aux dimensions très réduites de la surface réceptrice. Nous avons vu, dans la première partie de ce chapitre, quelles sont les difficultés inhérentes à la mesure de cette pluie ponctuelle et la précision qu'on peut en attendre.

Si l'on considère maintenant une aire, même de surface très réduite (quelques dizaines de m^2), autour de ce pluviomètre, que l'on place çà et là des appareils rigoureusement identiques au premier, supposés intercepter la pluie exactement de la même manière, on s'apercevra que,

CSIRO/CENTRAL OFFICE LIBRARY

pour une averse donnée, les indications de ces différents appareils ne sont pas les mêmes et que dans le temps, les écarts de chacun des pluviomètres à la moyenne obtenue sur l'ensemble sont distribués suivant un loi normale. Ce phénomène relève de ce qu'on appelle la structure fine de la pluie et l'étude de cette structure permet de voir dans quelle mesure l'observation en un point particulier peut renseigner sur la hauteur de précipitation dans le voisinage immédiat.

Là encore, de nombreuses études ont été faites sur ce sujet, mais très peu dans les pays tropicaux. En France, l'étude la plus poussée a été effectuée dans le célèbre bassin expérimental d'Alrance; l'analyse des résultats obtenus a été présentée successivement par L. SERRA et J. JACQUET. Pour une averse journalière, on a trouvé que l'*erreur à craindre*, définie par l'intervalle de confiance à 95 %, est de l'ordre de ± 15 %. Pour un total mensuel, cette erreur descend à ± 6 % environ et à ± 1,5 % pour l'année.

Ces résultats sont assez pessimistes, surtout en ce qui concerne les pluies journalières, mais, d'une part, les essais portent surtout sur des pluies fines, plus hétérogènes que les pluies tropicales, d'autre part, l'adoption d'un intervalle de confiance à 95 % est peut-être un peu sévère pour ce genre de problème. Quoi qu'il en soit, on aurait intérêt à entreprendre des études du même genre dans les pays tropicaux.

Ce qui précède montre que la détermination d'une pluie moyenne sur un bassin cache des phénomènes très complexes, même si sa mise en œuvre est simple.

A) Homogénéisation des données pluviométriques annuelles

a) HOMOGÉNÉISATION DU PREMIER ORDRE

L'homogénéisation que nous appellerons du premier ordre consiste à ramener les différents échantillons observés aux stations d'une même région à une répartition standard de moyenne et d'écart-type donnés. Supposons qu'on ait étudié N stations et qu'on ait trouvé, pour chacune de ces stations, des moyennes $\overline{H}_1$, $\overline{H}_i$ ... $\overline{H}_N$ et des écarts-types σ_1, σ_i ... σ_N. Si l'on a l'intention de mélanger toutes les données de ces différents échantillons, en vue par exemple d'appliquer une méthode de stations-années, il faut d'abord obtenir un matériau homogène, c'est-à-dire forger des échantillons qui aient tous la même moyenne et le même écart-type. On prendra donc, suivant le but poursuivi, soit une moyenne et un écart-type fictifs, soit, comme moyenne, la moyenne générale de tous les échantillons et comme écart-type, la moyenne des écarts-types des différents échantillons.

Appelons $\overline{H}$ et σ_H ces dernières caractéristiques. Soit H_{ij} une valeur de rang j de l'échantillon i. L'écart de cette valeur à la moyenne propre de l'échantillon est $H_{ij} - \overline{H}_i$ et l'écart-type correspondant est :

$$\sqrt{\frac{1}{n-1}\sum_{j=1}^{n}(H_{ij} - \overline{H}_i)^2} \qquad (3\text{-I})$$

Ramener l'écart-type σ_{H_i} à l'écart-type σ_H, c'est effectuer l'opération :

$$\frac{\sigma_H}{\sigma_{H_i}}\sqrt{\frac{1}{n-1}\sum_{j}(H_{ij} - \overline{H}_i)^2} \qquad (4\text{-I})$$

autrement dit, transformer la variable $H_{ij} - \overline{H}_i$ en la variable

$$\frac{\sigma_H}{\sigma_{Hi}}(H_{ij} - \overline{H}_i) \quad \text{ou} \quad H_{ij} \quad \text{en} \quad H''_{ij} = H_i + \frac{\sigma_H}{\sigma_H}(H_{ij} - \overline{H}_i) \qquad (5\text{-I})$$

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

D'autre part, pour ramener la moyenne $\overline{H}_i$ à la valeur $\overline{H}$, il suffit d'effectuer une translation $\overline{H} - \overline{H}_i$ sur la variable H''_{ij}. L'homogénéisation du premier ordre consistera donc à faire subir à toutes les valeurs H_{ij} de chaque échantillon i la transformation :

$$H'_{ij} = \overline{H} + \frac{\sigma_H}{\sigma_{H_i}} (H_{ij} - H_i) \qquad (6\text{-I})$$

Cette homogénéisation n'est utilisée pratiquement que pour l'application de la méthode des stations-années aux totaux annuels, c'est-à-dire le moins souvent possible.

b) HOMOGÉNÉISATION DU SECOND ORDRE

Elle est beaucoup plus fréquemment appliquée. Elle répond au problème suivant : on possède sur un bassin les pluies annuelles relevées à N stations, mais pour des périodes différentes; comment peut-on dégager une période commune, la plus longue possible, en supputant avec le moins de risque possible d'erreur les relevés manquants pour les stations comportant les périodes d'observation les plus courtes? Nous avons parlé de pluies annuelles, mais on peut envisager le même problème pour des totaux mensuels, par exemple : on ne peut guère, toutefois, tenter d'homogénéiser des pluies se rapportant à des durées inférieures au mois.

On se doute que les méthodes d'homogénéisation de second ordre vont faire largement appel aux notions de corrélation et de régression. Dans le cas le plus général, on a donc les relevés, mettons annuels, à N stations, prenons-en 10 pour fixer les idées, observées pendant des durées différentes, par exemple, toujours pour fixer les idées, 35, 27, 18, 32, 28, 15, 16, 30, 29 et 23 ans.

Il faut d'abord se déterminer la période d'extension que l'on va choisir. Ce ne sera pas, si la surface sur laquelle sont réparties les stations est assez grande, la période maximale de 35 ans, à moins que les circonstances ne soient particulièrement favorables, que la station ayant 35 ans de relevés soit située au centre du bassin et que son coefficient de corrélation avec chacune des autres stations soit acceptable. En fait, le choix de cette période d'extension dépend non seulement des durées d'observations aux différents pluviomètres, mais aussi de leur répartition et des conditions géographiques. On conçoit que, si les stations de courte période sont toutes groupées dans la même partie du bassin et les stations observées depuis très longtemps, à l'autre extrémité, on ne pourra pas choisir une période d'extension aussi lonque que si l'ensemble est distribué au hasard sur le terrain. Le premier éliminatoire est plutôt de caractère intuitif et on choisit donc une période, mettons ici 30 ans. Il faudrait alors vérifier que la corrélation des stations comportant 30 ans ou plus de relevés avec les stations moins favorisées est acceptable : ce serait inextricable et, en fait, on procède par sondage. Si le résultat de l'enquête est satisfaisant, on s'en tient là, sinon on réduit la période. Les coefficients de corrélation entre les stations utilisées pour l'extension des données ne doivent pas être inférieurs à 0,90 si l'ont veut que l'opération aboutisse vraiment à un supplément d'information. On peut évidemment tester pour chaque couple le gain d'information, mais cela conduit à des calculs très longs, en général incompatibles avec l'intérêt qu'on peut en retirer.

La période d'extension étant fixée, on estime les moyennes et les écarts-types de toutes les stations pour lesquelles cette opération n'a pas été faite au cours des sondages. On prend ensuite la station pour laquelle la durée d'observation est la plus courte et on établit la relation de régression la liant à la station la plus proche. Il faut admettre l'hypothèse gaussienne, sinon les calculs sont en général inextricables. L'équation de régression, linéaire, permet alors d'étendre les données de cette première station, appelons-la A, à la période plus longue de la station voisine B. On établit ensuite la régression entre A et la station la plus proche de période

supérieure à B etc. Puis on s'occupe de la station bénéficiant de la période immédiatement supérieure à celle de A et ainsi de suite jusqu'à homogénéisation de la totalité des stations. Cette marche peut parfois être simplifiée. Il est bien évident que s'il existe une station C pour laquelle la durée d'observation est bien supérieure à celle de B et si la distance AC est peu supérieure à la distance AB, on établira directement la régression entre A et C. C'est une question de bon sens. Si l'on a la possibilité de confier les calculs à un atelier mécanographique, on peut alors se permettre un programme beaucoup plus complet et comparer les corrélations entre tous les couples possibles de points; la détermination de la période d'extension est alors automatique.

Nous venons de traiter le problème dans toute sa généralité, mais on peut souvent adopter des méthodes plus simples. C'est ainsi que l'extension des réseaux pluviométriques est souvent discontinue. Supposons par exemple qu'un premier réseau ait été installé dans une région en 1920; par la suite on a bien créé quelques stations nouvelles, mais après la dernière guerre les études météorologiques ont pris un essor considérable et notre réseau a brutalement doublé entre 1945 et 1946. Fin 1960, on se trouve donc en présence, mettons de 20 stations comportant 40 années de relevés et de 20 stations en comportant une quinzaine. Il se trouve par ailleurs qu'on s'intéresse seulement à la pluie moyenne dans la région. Nous verrons plus loin comment peut se calculer une pluie moyenne à partir des données d'un réseau de pluviomètres; pour l'instant, supposons le problème résolu. Pour la période 1945-1960, on calcule donc 15 moyennes annuelles avec 40 pluviomètres, puis on fait le même calcul en ne tenant compte que des 20 pluviomètres les plus anciens. On dispose ainsi d'un échantillon de 15 couples de valeurs M_i et M'_i (respectivement : moyenne calculée avec 40 pluviomètres et moyenne calculée avec 20 pluviomètres). On calcule alors le coefficient de corrélation et la régression correspondante qui est de la forme $M = \overline{M} + \rho_{MM'} \frac{\sigma_M}{\sigma_{M'}} (M' - \overline{M'})$. Pour chaque année de la période 1920-1945, on détermine année par année la pluie moyenne sur la surface considérée au moyen des seules stations anciennes.

L'homogénéisation des données consiste à appliquer aux valeurs ainsi trouvées l'équation de régression ci-dessus. On obtient ainsi un échantillon de 40 valeurs de la variable M : pluviométrie annuelle moyenne sur la surface.

Si l'on n'a pas besoin de reconstituer chaque valeur de l'échantillon, mais seulement de connaître la loi de distribution de M, c'est-à-dire, puisque la répartition est supposée normale, la moyenne $\overline{M}$ et l'écart-type σ_M, on appliquera la méthode exposée dans l'introduction (régression dans le cas d'une loi normale à deux variables).

Dans d'autres cas, le nombre de postes pluviométriques n'est vraiment pas suffisant pour permettre une estimation de la pluie moyenne, par exemple sur un bassin pour lequel on a cependant besoin d'établir des corrélations hydropluviométriques. On peut alors tenter d'établir un *indice pluviométrique* de la région, par exemple en prenant la moyenne arithmétique des observations aux stations disponibles. Cet indice ne représente pas réellement la pluie moyenne sur le bassin, mais si l'on constate qu'il est en bonne corrélation avec les débits, il rendra le même service, avec toutefois une précision inférieure. Dans une étude concernant le bassin de la Namorona à Vohiparara (République Malgache) nous disposions de 3 postes (Fianarantsoa, Ifanadiana et Ambohimahasoa) qui entouraient le bassin de 380 km^2. Nous avions besoin de connaître année par année les pluies mensuelles. Les périodes d'observations étant inégales, nous avons procédé à l'homogénéisation de la façon suivante :

— Étude de la régression entre x_1 (moyenne mensuelle Fianarantsoa-Ifanadiana) et y (moyenne mensuelle aux trois stations). On trouvait $y = 137 + 0{,}865\ (x_1 - 155)$ avec un coefficient de corrélation de 0,97.

— Régression entre x_2 (moyenne Ifanadiana - Ambohimahasoa et .
$y = 137 + 0{,}784\ (x_2 - 156)$. Coefficient de corrélation : 0,96.

Les calculs ont du reste été eflectués avec des valeurs approchées de ces équations de régression :

$y = 0{,}87x_1$ $y = 0{,}80x_2$ et $y = 1{,}31x_3$ (moyenne Ambohimahasoa-Fianarantsoa).

L'homogénéisation ne restitue pas tout à fait le véritable aspect d'un échantillon naturel. En effet, l'utilisation des formules de régression, qui portent ne l'oublions pas sur des moyennes conditionnelles, introduisent une erreur systématique sur la variance puisque l'opération de moyenne estompe une partie de la variation aléatoire. L'erreur est d'autant plus importante que le coefficient de corrélation est plus faible : elle serait nulle pour une relation fonctionnelle et commence à prendre une certaine importance pour $\rho = 0{,}90$.

B) Méthode de Thiessen

Les méthodes destinées à établir la moyenne d'un phénomène sur une surface donnée sont toujours les mêmes quel que soit le phénomène. Ou bien on fait la moyenne arithmétique des résultats trouvés aux différents points d'observation, adoptant au besoin des coefficients de pondération, ou bien on trace des lignes isoplèthes et on procède à une intégration graphique.

La méthode de Thiessen est une méthode arithmétique dans laquelle on attribue à chaque pluviomètre un poids proportionnel à une zone d'influence présumée, telle qu'un point situé dans cette zone soit plus près, en distance horizontale, du pluviomètre correspondant que de tout autre pluviomètre. La méthode ne tient donc compte que de la distribution spatiale en plan des stations.

Considérons, fig. 23, un bassin pourvu de trois pluviomètres A, B et C. Joignons AB, BC et AC et traçons les médiatrices de ces trois segments : elles sont concourantes et partagent le bassin en trois zones I, II et III. D'après les propriétés des médiatrices, un point situé dans la zone I est plus près de A que de B ou de C. La construction réalise donc bien la condition précitée.

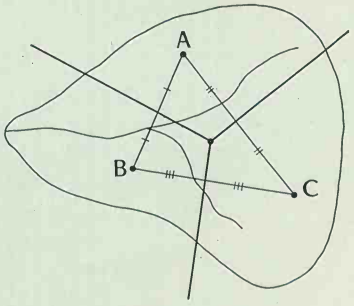


Fig 23 - Méthode de Thiessen

Si P_A, P_B et P_C représentent les pluies tombées en A, B et C, S_I, S_{II} et S_{III}, les surfaces respectives des trois zones, S la surface totale du bassin, P la pluie moyenne sur le bassin, on a donc, d'après THIESSEN :

$$P = \frac{P_A\ S_I + P_B\ S_{II} + P_C\ S_{III}}{S} \qquad (7\text{-I})$$

Dans nombre d'applications où l'on désire une représentation plus vraisemblable, on préfère, pour chaque averse, adopter des coefficients de pondération différents, tenant compte de l'allure de l'averse, du relief, etc. Cela demande du doigté, une grande habitude des études hydrologiques et une connaissance approfondie du phénomène... si l'on veut vraiment y gagner quelque chose. En général, la méthode de Thiessen donne des résultats satisfaisants.

FU IASTATE UNIVERSITY LIBRARY

C) Méthode des isohyètes

a) LES RÉSEAUX D'ISOHYÈTES

Une courbe isohyète est le lieu géométrique des points sur lesquels il est tombé la même hauteur de pluie pendant une période déterminée. Il est bien entendu que l'on ne peut jamais tracer exactement une telle courbe, comme on le ferait pour une courbe de niveau. On se contentera de tracer avec le maximum de vraisemblance, compte tenu de ce que l'on sait de la région, des courbes représentant approximativement la répartition spatiale de la pluie pendant la période considérée.

Lorsqu'on veut tracer un réseau pour un bassin déterminé, il est bon, quand on le peut, de tenir compte d'un certain nombre de stations situées en dehors du bassin. Si l'on a plusieurs bassins à traiter dans la même région, on tracera un réseau général, dans lequel on découpera les réseaux particuliers des différents bassins étudiés. C'est ainsi qu'au Service Hydrologique de l'ORSTOM, nous établissons chaque année les cartes générales d'isohyètes de l'Afrique Noire et de Madagascar.

Les périodes pour lesquelles sont établis les réseaux d'isohyètes sont très variables suivant les besoins de l'utilisateur : de la durée d'une averse à plusieurs années d'observations. Le réseau

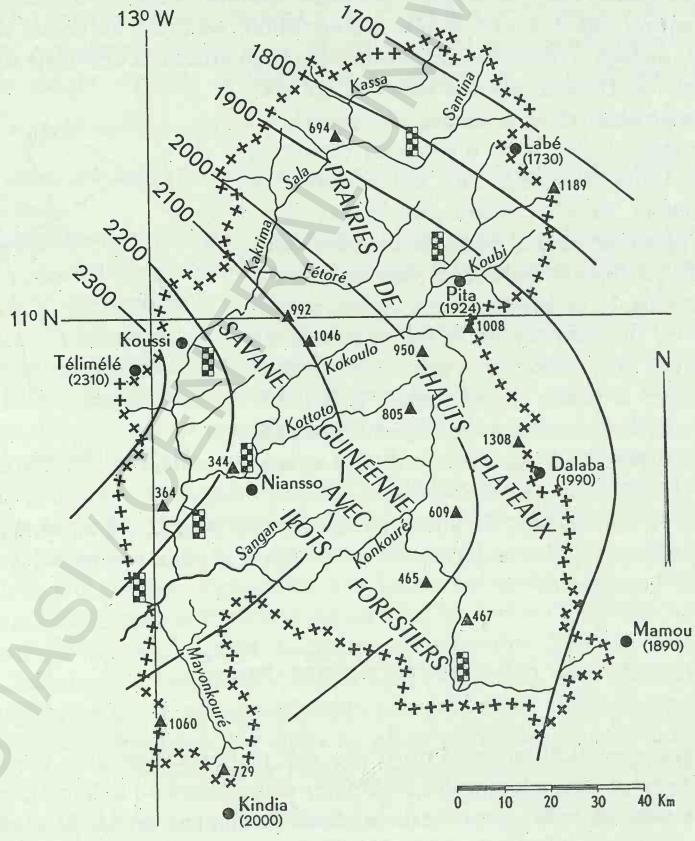


Fig 24

BASSIN VERSANT DU KONKOURÉ (ISOYÉTES INTERANNUELLES)

BCU IASI UNIVERSITY LIBRARY

établi pour une année porte le nom de *carte d'isohyètes annuelles*; pour une période de plusieurs années, on l'appelle *carte d'isohyètes interannuelle*. Lorsque la détermination de la pluviométrie interannuelle a pour objet la recherche de la moyenne la plus vraie possible dans une région, ou lorsque le réseau d'isohyètes est destiné à représenter la répartition spatiale des pluies interannuelles ponctuelles sur une longue période, on procède au préalable à une homogénéisation du second ordre.

b) CALCUL DE LA PLUVIOMÉTRIE MOYENNE

Nous prenons pour exemple la pluviométrie moyenne interrannuelle du bassin du Konkouré, limité au pont de la route de Kindia à Télimélé. Le réseau d'isohyètes correspondant est tracé sur le graphique de la figure 24.

TABLEAU X

Hauteur de pluie (en mm)	Surface (en cm²)	Surface en % de la surface totale
> 2 300	1,5	1
> 2 200	14	9
> 2 100	43	27,5
> 2 000	85	54,5
> 1 900	130	83,5
> 1 800	145	93
> 1 700	154	98,5
> 1 600	156	100

Succession des opérations :

— On mesure au planimètre la surface du graphique pour laquelle la pluviométrie est supérieure à une valeur déterminée, et ceci pour toutes les valeurs de la pluviométrie correspondant aux cotations des isohyètes. Dans le cas présent, on obtient le tableau ci-dessus.

— Sur le graphique de la figure 25 on porte S % en fonction de P (mm). On obtient la courbe, en cumulé, de répartition de la hauteur de précipitation sur le bassin.

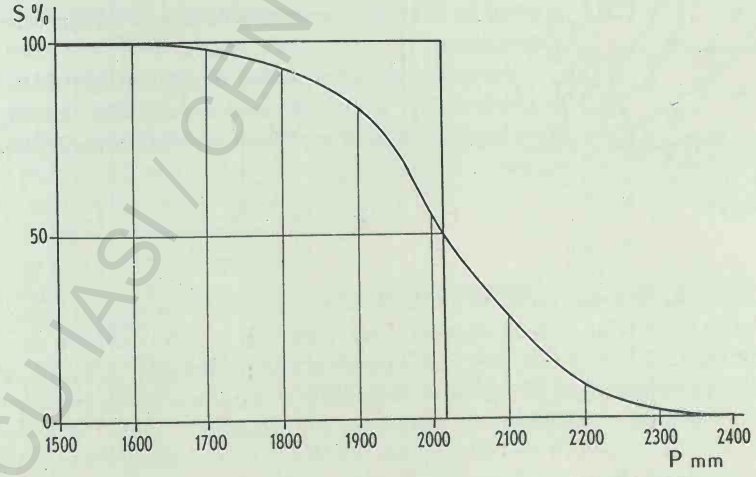


Fig 25 - Pluviométrie moyenne interannuelle du KONKOURÉ au pont de la route KINDIA-TÉLIMÉLÉ Pm = 2015 mm

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Le planimétrage de la surface comprise entre cette courbe et les axes de coordonnées donne 103 cm², d'où une abscisse moyenne de 10,3 cm et une pluviométrie moyenne de $P_m = 2015$ mm.

D) Le problème de l'abattement

Il intéresse surtout les averses ou les pluies journalières.

a) EXPOSÉ GÉNÉRAL

Position théorique du problème

On définit généralement le *coefficient d'abattement*, ou de *réduction*, d'une averse comme le rapport de la hauteur moyenne de précipitation provoquée par cette averse au maximum ponctuel observé.

Cette définition, simple et d'apparence saine, donne lieu à des controverses sans fin lorsqu'il s'agit de passer aux applications. On s'est beaucoup préoccupé, en particulier, de la position de l'épicentre des averses par rapport au bassin, et on se heurte à d'insurmontables difficultés pour introduire de telles données dans des études statistiques.

Or, quel but se propose-t-on lorsqu'on se livre à de telles recherches? On suppose que la répartition statistique des averses ponctuelles, en un lieu donné, est à peu près bien connue et que l'on est capable de définir une averse de probabilité donnée; mais on a besoin de connaître, par exemple pour un calcul de crue exceptionnelle, la hauteur moyenne sur un bassin défini ayant même probabilité. Le problème est résolu si l'on peut répondre à la question suivante :

Étant donné que la pluie ponctuelle en un point arbitraire *de la surface S a une probabilité donnée, quelle est la pluie moyenne de même probabilité sur cette surface?*

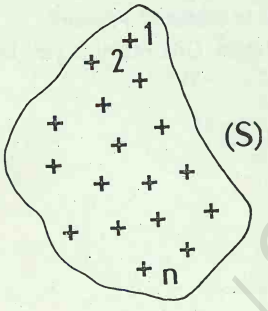


Fig 26

Nous proposons de présenter sous cette forme la définition même de l'abattement. Elle implique que la pluie en chaque point suit la même loi de probabilité, autrement il faudrait définir le point de référence : cette condition sera désignée sous le nom d'*isotropisme*.

Supposons donc une surface S avec une répartition homogène de points 1, 2, ... n auxquels sont attachées les pluies h_1, h_2, ... h_n. Si les points sont assez nombreux, on peut estimer la pluie moyenne h_m par :

$$h_m = \frac{h_1 + h_2 + \ldots + h_n}{n} \qquad (8\text{-I})$$

Les h_1, h_2, ... h_n sont des variables aléatoires obéissant, indépendamment l'une de l'autre, à la même loi de probabilité et liées entre elles. Appelons $\rho(h_1, \ldots h_n)$ la densité de probabilité de l'ensemble $(h_1, \ldots h_n)$; la probabilité élémentaire est définie par $\rho(h_1, \ldots h_n)\, dh_1\, dh_2 \ldots dh_n$ La probabilité de dépassement d'une pluie journalière h moyenne sur la surface est définie par la somme des masses des points de l'ensemble probabilisé :

$$\int_1 \int_2 \ldots \int_n \rho(h_1, h_2, \ldots h_n)\, dh_1\, dh_2 \ldots dh_n = 1 \qquad (9\text{-I})$$

BCEOM SI / CETRA UNIVERSITY LIBRARY

qui répondent à la condition

$$\frac{h_1 + h_2 + \ldots + h_n}{n} \geqslant h \qquad \text{(10-I)}$$

L'expression exacte de la probabilité est fournie par le passage à la limite des expressions précédentes pour $n \longrightarrow \infty$.

Le problème étant ainsi posé en termes précis, il est bien évident qu'on ne pourra pas se servir des relations (9-I) et (10-I) pour le résoudre. Même en conservant la forme discrète, il serait pratiquement impossible d'expliciter les liaisons multiples entre les variables h de façon à les introduire dans le calcul.

La suite de cet exposé a pour but de rechercher un mode de calcul possible moyennant certaines hypothèses qui relèvent plus souvent d'un point de vue intuitif que d'une rigoureuse analyse.

Étude d'un couple de points.

Considérons deux points 1 et 2 distants de x_{12} pour lesquels les fonctions de répartition de la pluie sont respectivement F_{h1} et F_{h2}. Soit $\rho(h_1, h_2)$ la densité de probabilité du couple (h_1, h_2).

Désignons par $z = \dfrac{h_1 + h_2}{2}$ la pluie moyenne sur le couple.

La probabilité de dépassement de z est définie par les points de l'ensemble probabilisé $\iint \rho(h_1, h_2)\, dh_1\, dh_2$ (étendu au domaine de variation de h_1 et de h_2), vérifiant l'inégalité $h_1 + h_2 \geqslant 2z$.

Traçons dans un plan (h_1, h_2) les courbes d'égale densité $\rho_1, \rho_2 \ldots$ Notons que, par suite de l'isotropisme, ces courbes sont symétriques par rapport à la bissectrice du quadrant $h_1\, 0\, h_2$. Les axes Oh_1 et Oh_2 correspondent à des densités de probabilité non nulles : ils contiennent les points d'aboutissement des courbes d'égale densité pour lesquelles un des éléments du couple peut être nul. Toutes les courbes sont évidemment contenues dans le premier quadrant, une pluie ne pouvant être négative.

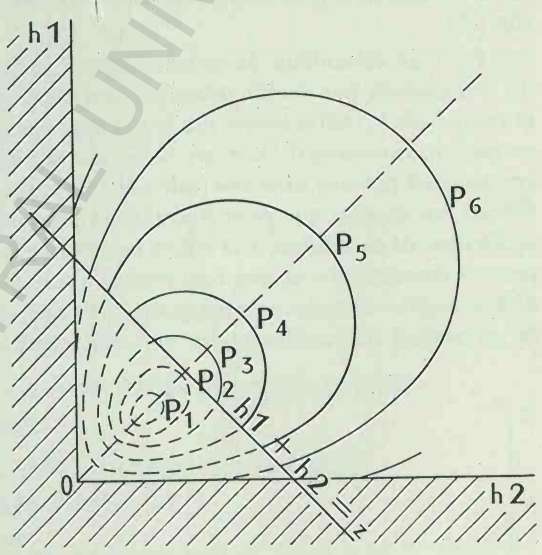


Fig. 27

Dans l'ensemble des points du plan ainsi probabilisé, la condition $h_1 + h_2 \geqslant 2z$ se traduit par le fait que les couples pris en compte pour le calcul de la probabilité de dépassement doivent se trouver dans la partie du plan délimitée par les axes, la droite $h_1 + h_2 = 2z$, et ne contenant pas l'origine : ceci correspond aux courbes en traits pleins de la figure 27.

La détermination de la probabilité se fait par double intégration graphique en évaluant le volume du relief défini par les courbes d'égale densité.

POLYTECHNIC UNIVERSITY LIBRARY

En procédant ainsi pour plusieurs valeurs de z, on peut tracer la courbe $z(P)$ donnant la variation de z en fonction de la probabilité P; on a intérêt à porter en abscisse le logarithme de la probabilité pour avoir des échelles convenables (fig. 28).

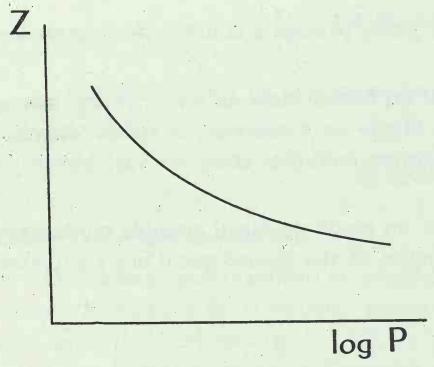


Fig 28

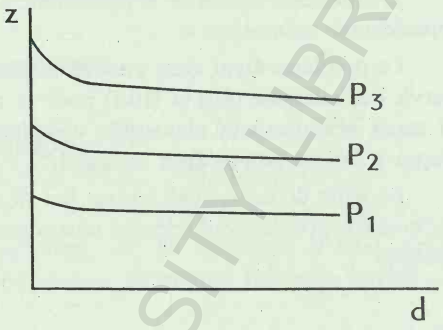


Fig 29

On recommence les opérations précédentes pour un certain nombre de couples en faisant varier la distance x et on trace en définitive un réseau de courbes z (x) graduées en probabilités (fig. 29).

Pour un échantillon de couples donné, on pourrait envisager de calculer la fréquence de dépassement par simple décompte des couples répondant à la condition $h_1 + h_2 \geqslant 2z$ et en divisant le chiffre trouvé par le nombre total de jours de la période d'observation. Mais, en général, le nombre d'observations portant sur des couples est faible et la fréquence trouvée constituerait une très mauvaise estimation de la probabilité. Il vaut mieux n'utiliser les observations sur couples que pour l'estimation des paramètres de liaison, et, en particulier, des coefficients de corrélation. Les autres paramètres de la densité de probabilité à deux variables peuvent être estimés avec une bien meilleure précision par la prise en compte de longues séries d'observations effectuées à un seul poste. Si l'on ajoute que l'influence de ces derniers paramètres est en général prépondérante, on voit tout l'intérêt de la méthode proposée.

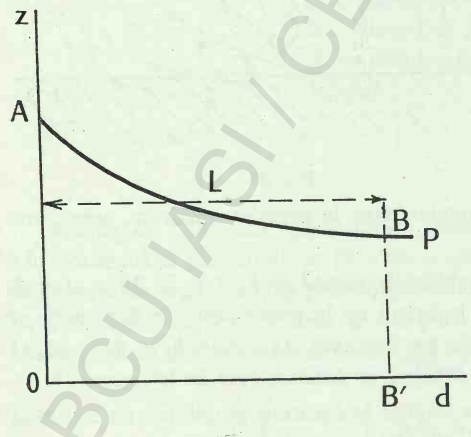


Fig 30

Passage à la surface.

Jusque là, nous n'avons rien avancé qui ne soit parfaitement rigoureux. Le passage du couple à la surface va nous obliger à mettre en avant des hypothèses qui nous semblent logiques, mais dont nous n'avons pas entrepris la démonstration.

Considérons, figure 30, une des courbes $z(x)$ pour P donnée. Les couples de points du terrain se trouvant sur une bande étroite de longueur L telle que la répartition de la pluie y réponde à une probabilité de dépassement P ont tous de très fortes chances d'être représentés sur le graphique par des points situés

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

au-dessus de la courbe P dans la zone limitée par $0 \leqslant x \leqslant L$. Notons que le point de plus forte pluie peut se trouver n'importe où sur la bande avec la même probabilité (condition d'isotropisme).

On peut donc dire que la pluie moyenne sur la bande de probabilité de dépassement P est comprise entre OA et OB. On admettra comme moyenne la plus probable l'ordonnée moyenne de la courbe AB.

Pour aller plus loin, il faut se donner la forme de la surface. On admettra, si cette forme n'est pas trop irrégulière, qu'on peut assimiler la surface à ce que nous avons appelé son rectangle équivalent, c'est-à-dire au rectangle ayant même superficie et même coefficient de compacité (voir chap. III).

Soit donc un tel rectangle de longueur L et de largeur l. A chaque point de la bande sans largeur considérée plus haut, on peut associer une série de variables aléatoires distribuées suivant la largeur l avec la même loi que suivant la longueur (isotropisme), mais à partir d'une valeur caractérisée sur la courbe $z(x)$ par une distance x que nous voudrons bien attribuer au point considéré. D'après l'hypothèse admise pour la moyenne sur une bande étroite, la moyenne sur une bande disposée cette fois suivant la largeur pourra s'écrire :

$$\frac{1}{l}\int_{x}^{x+l} z(y)\,dy \tag{11-I}$$

Cette valeur est également une variable aléatoire considérée par rapport à x et la moyenne sur l'ensemble de la surface sera :

$$\frac{1}{l\mathrm{L}}\int_{0}^{\mathrm{L}} dx \int_{x}^{x+l} z(y)\,dy \tag{12-I}$$

La condition d'isotropisme permet d'écrire en définitive :

$$h_{\text{moyen}} = \frac{1}{l\mathrm{L}}\int_{0}^{\mathrm{L}} \left[\int_{x}^{x+l} z(x)\,dx\right] dx \tag{13-I}$$

ou

$$\frac{1}{l\mathrm{L}}\int_{0}^{\mathrm{L}} \left[\int_{0}^{x+l} z(x)\,dx - \int_{0}^{x} z(x)\,dx\right] dx \tag{14-I}$$

Le calcul se fait à partir de la courbe $z(x)$ par double intégration graphique.

b) CAS PARTICULIER DES AVERSES TROPICALES NON CYCLONIQUES

Nous avons vu que leur loi de répartition statistique peut se mettre sous la forme:

$$\mathrm{F}(h) = \mathrm{F}_0 + (1 - \mathrm{F}_0)\,\frac{1}{\sqrt{2\pi}\,\sigma_y}\int_{-\infty}^{y} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{y-\bar{y}}{\sigma_y}\right)^2} dy \tag{15-I}$$

avec $y = \operatorname{Log} h$

autrement dit, le logarithme naturel de la pluie journalière suit une loi normale tronquée, la fréquence tronquée étant:

$$\varphi(h) = \frac{\mathrm{F}_h - \mathrm{F}_0}{1 - \mathrm{F}_0}$$

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Si h_1 et h_2 représentent les pluies ponctuelles en deux points, la loi tronquée du couple peut s'écrire :

$$\psi(h_1, h_2) = \int_0^{h_1} \int_0^{h_2} \rho(h_1, h_2)\, dh_1\, dh_2 \qquad (16\text{-I})$$

Si les deux points ne sont pas trop éloignés, on peut admettre que l'occurence d'une pluie nulle avec une pluie non nulle est très rare, tout au moins pour des averses de quelque importance. La fréquence réelle du couple est alors :

$$F(h_1, h_2) = (1 - F_0)\,\psi(h_1, h_2) + F_0 \qquad (17\text{-I})$$

Il suffit donc d'étudier ψ et la probabilité cherchée est définie par les points de l'ensemble probabilisé :

$$\frac{1}{2\pi\sigma_y^2\sqrt{1-r^2}} \int\int e^{-\frac{1}{2(1-r^2)}\left[\left(\frac{y_1-\bar{y}}{\sigma_y}\right)^2 - 2r\frac{(y_1-y)(y_2-\bar{y})}{\sigma_y^2} + \left(\frac{y_2-\bar{y}}{\sigma_y}\right)^2\right]} dy_1\, dy_2 \qquad (18\text{-I})$$

$\bar{y}$: moyenne commune de Log h_1 et Log h_2

σ_y : écart-type commun de Log h_1 et Log h_2

r : coefficient de corrélation entre y_1 et y_2

répondant à la condition $h_1 + h_2 \geqslant 2z$ ou $y_2 \geqslant \text{Log}\,(2z - e^{y_1})$.

Dans ce cas particulier, il est plus simple de tracer les courbes d'égale densité de probabilité dans le plan des y_1, y_2 plutôt que dans le plan des h_1, h_2. Mais alors l'intégrale s'étend à la totalité du plan et non plus au premier quadrant, y pouvant varier de $-\infty$ à $+\infty$. La limite correspondant au domaine d'intégration relatif à une valeur donnée de z sera défini par une courbe $y_2 = \text{Log}\,(2z - e^{y_1})$ et non plus par une droite.

Une courbe d'égale densité de probabilité D est une ellipse qui a pour équation :

$$(y_1 - \bar{y})^2 - 2r(y_1 - \bar{y})(y_2 - \bar{y}) + (y_2 - \bar{y})^2 = -2(1 - r^2)\,\sigma_y^2\,\text{Log}\,(2\pi\sigma_y^2\sqrt{1-r^2}\,D) \qquad (19\text{-I})$$

Il est donc relativement simple de tracer la famille de courbes d'égale densité et de poursuivre les calculs, comme il a été indiqué précédemment. Ces calculs sont toutefois assez longs et si l'on veut atteindre une précision acceptable pour l'évaluation de la probabilité de dépassement, il faut un réseau d'ellipses assez serré.

c) PRATIQUE DES CALCULS ET EXEMPLE D'APPLICATION

L'exemple que nous proposons en application de cette méthode est tiré des études d'hydrologie analytique faites en Côte d'Ivoire sur le bassin du Flakoho, près de Ferkessédougou, de 1957 à 1959.

La station de base utilisée pour l'estimation des paramètres relatifs à la distribution de la pluie journalière ponctuelle est celle de Ferkessédougou. On a, avec les notations adoptées ci-dessus :

$$\bar{y} = 2{,}86$$

$$\sigma_y = 0{,}704$$

$$1 - F(0) = F_1(0) = 0{,}15$$

Le paramètre de liaison choisi est le coefficient de corrélation entre les valeurs y d'un couple de pluviomètres (logarithmes naturels des pluies journalières). On a pu disposer ainsi

BCU IRSA / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

de 32 couples d'appareils pour des distances comprises entre 1,6 et 9,9 km, ce qui a permis de tracer une courbe moyenne de r en fonction de la distance :

1 km : 0,90	4 km : 0,68	10 km : 0,52
2 km : 0,80	6 km : 0,61	14 km : 0,50
3 km : 0,73	8 km : 0,57	

Le bassin du Flakoho a une superficie de 50 km². La longueur et la largeur de son rectangle équivalant sont respectivement : L = 9,1 km et l = 5,5 km.

Tracer des ellipses.

Posons $(y_1 - \bar{y}) = Y_1$

$(y_2 - \bar{y}) = Y_2$

$$-2(1 - r^2)\,\sigma^2_y \operatorname{Log}(2\pi\,\sigma^2_y \sqrt{1 - r^2}\,D) = k$$

L'équation (19 - I) devient :

$$Y_1 = rY_2 \pm \sqrt{k - (1 - r^2)\,Y_2^2} \tag{20-I}$$

qui permet de tracer l'ellipse assez facilement point par point. Il suffit en effet de se donner quelques points remarquables :

Coordonnées des points de contact des deux tangentes horizontales :

$$Y_2 = \pm\sqrt{\frac{k}{1 - r^2}}, \quad Y_1 = rY_2 \tag{21-I}$$

(Les tangentes verticales s'en déduisent par symétrie.)

Coordonnées des extrémités du grand axe et du petit axe :

$$Y_1 = Y_2 = \pm\sqrt{\frac{k}{2(1 - r)}} \tag{22-I}$$

$$Y_1 = -Y_2 = \pm\sqrt{\frac{k}{2(1 + r)}} \tag{23-I}$$

Intersections avec les axes de coordonnées :

$$Y_2 = 0,\ Y_1 = \pm\sqrt{k} \quad \text{et} \quad Y_1 = 0,\ Y_2 = \pm\sqrt{k} \tag{24-I}$$

Si l'ellipse est grande, on peut parfaire le tracé en calculant 1 ou 2 points supplémentaires (1 point calculé en donne 3 autres par symétrie par rapport aux axes).

En fait, on calcule par ce procédé quelques ellipses formant le canevas du réseau. Les autres ellipses sont tracées beaucoup plus rapidement en utilisant une formule d'interpolation basée sur l'équation de l'ellipse en coordonnées polaires. Le rayon de vecteur a pour module :

$$|\rho| = \sqrt{\frac{k}{1 - r \sin 2\theta}}$$

Considérons deux ellipses et des rayons vecteurs colinéaires : ρ_1 et ρ_2.

On a :

$$\frac{|\rho_1|}{|\rho_2|} = \sqrt{\frac{k_1}{k_2}} = \sqrt{\frac{\mu + \log D_1}{\mu + \log D_2}} \tag{25-I}$$

avec

$$\mu = \log\left(2\pi\,\sigma^2_y \sqrt{1 - r^2}\right)$$

BCU IASI CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

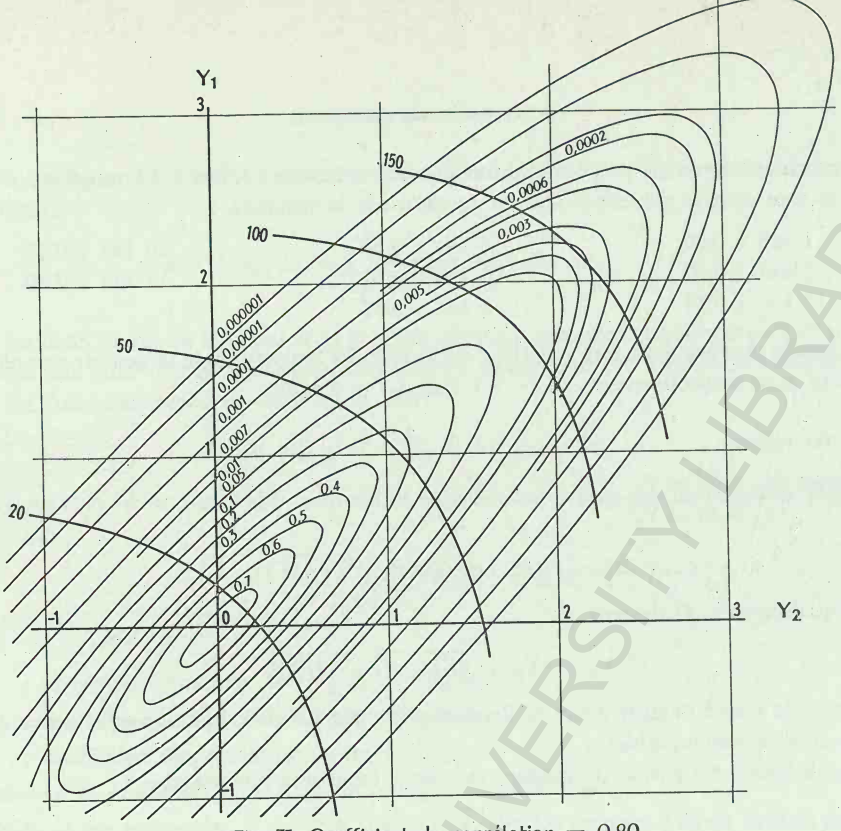


Fig. 31. Coefficient de corrélation = 0,90

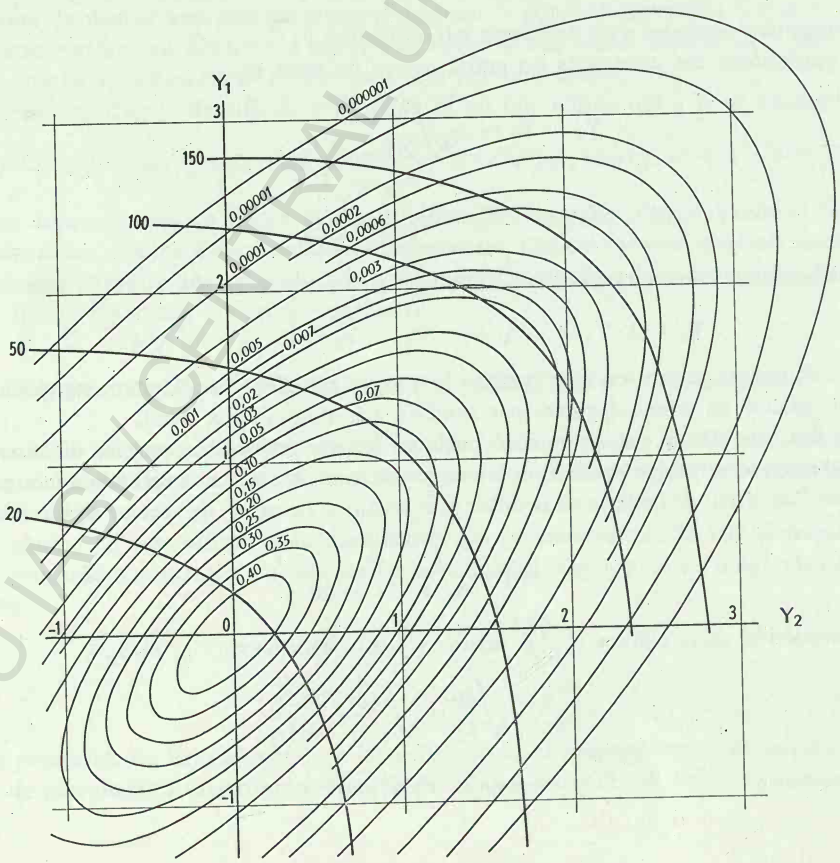


Fig. 32. Coefficient de corrélation = 0,70

BCU IAȘI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

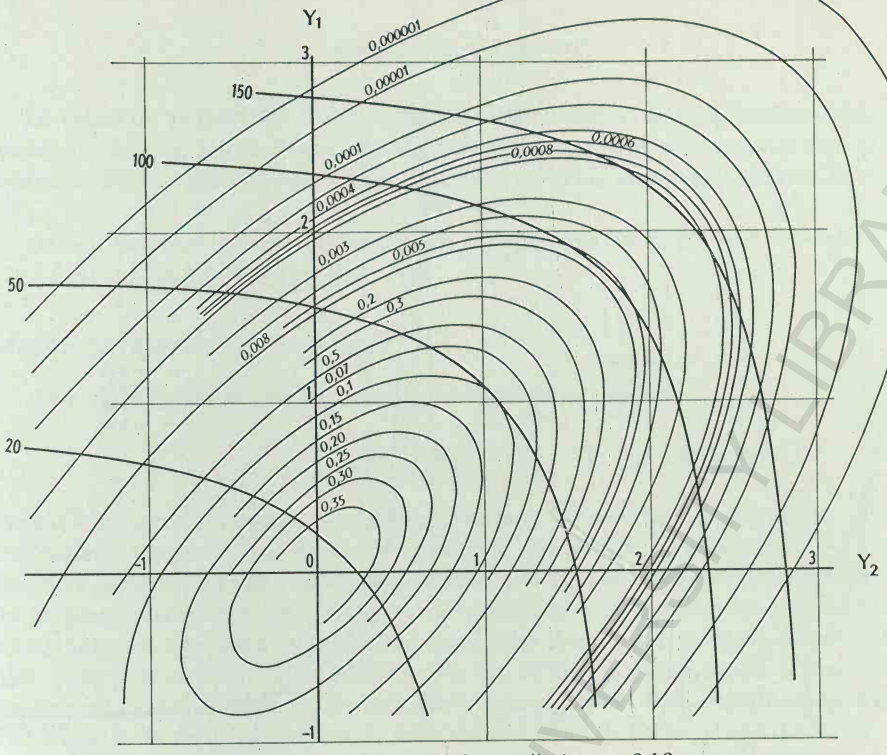


Fig. 33. Coefficient de corrélation = 0,60

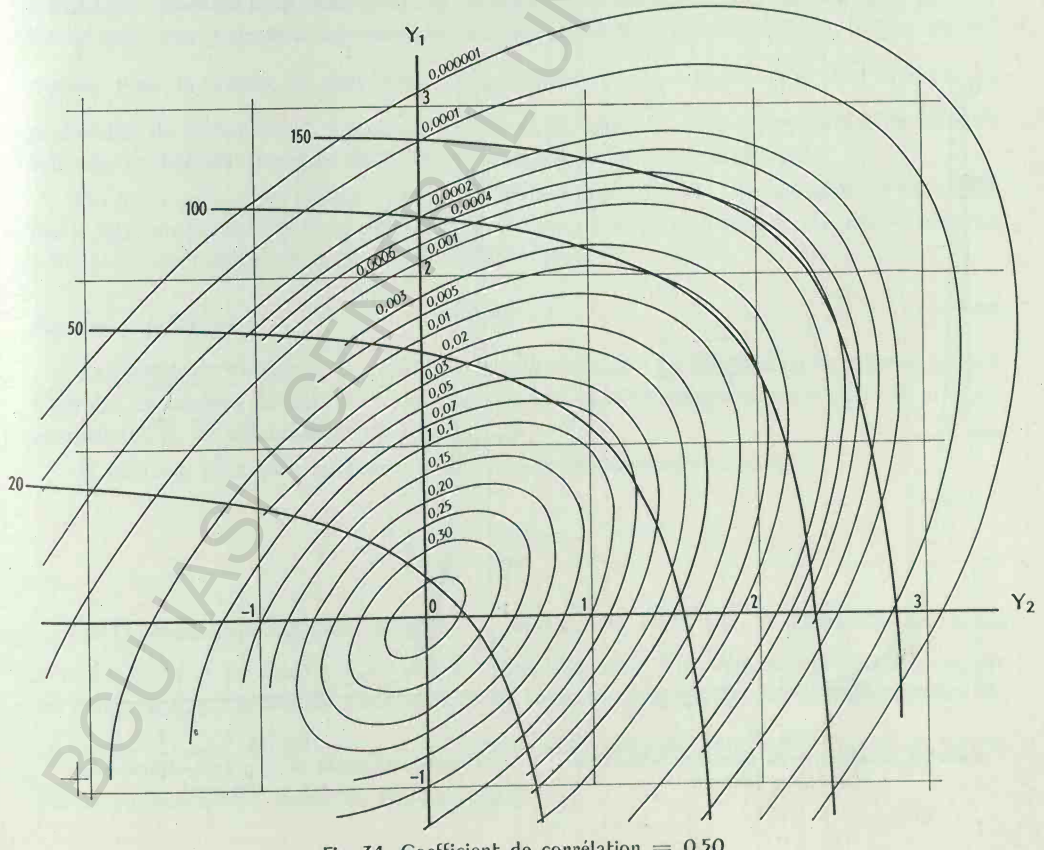


Fig. 34. Coefficient de corrélation = 0,50

BCU IASI (CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

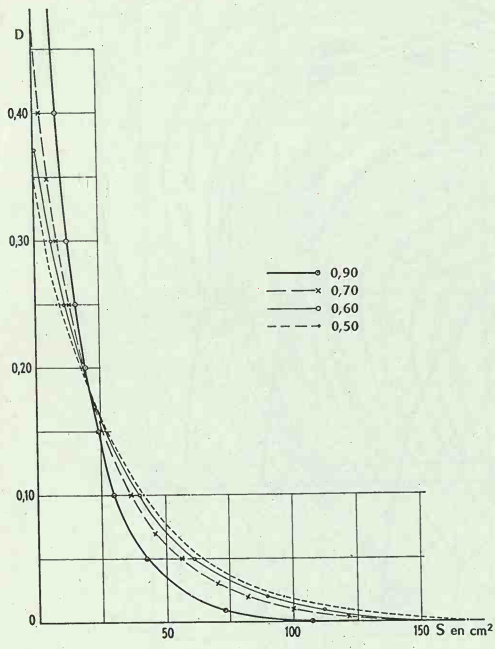


Fig. 35.
Courbes résultant de la première intégration pour Z = 20 mm

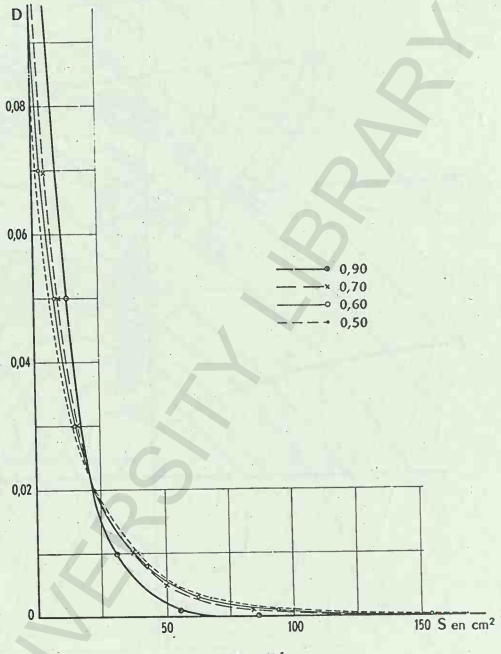


Fig. 36.
Courbes résultant de la première intégration pour Z = 50 mm

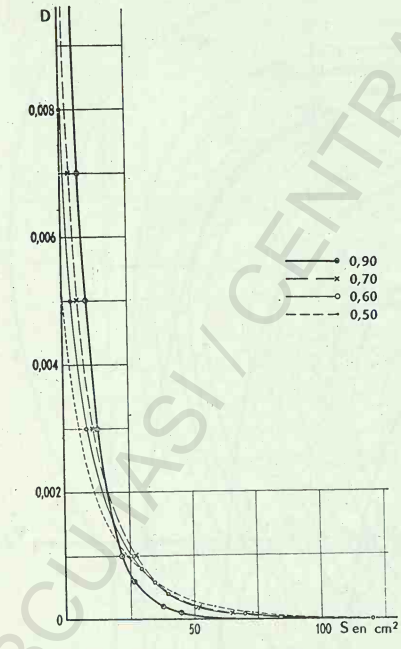


Fig. 37.
Courbes résultant de la première intégration pour Z = 100 mm

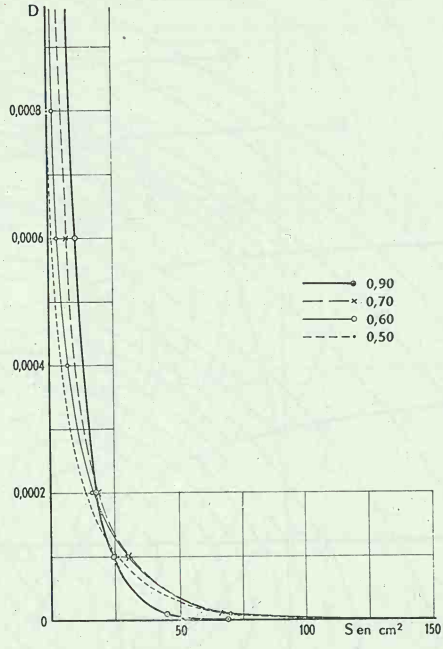


Fig. 38.
Courbes résultant de la première intégration pour Z = 150 mm

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Le calcul du rapport des modules est donc très rapide et la construction d'une ellipse à partir de l'autre se fait assez vite au moyen de la règle à calcul calée toujours dans la même position et d'une règle pivotant autour du centre qui n'est autre que l'origine des axes Y_1 et Y_2.

Dans la présente application, les réseaux d'ellipses ont été tracés pour r = 0,90 - 0,70 - 0,60 - 0,50 sur les figures 31 à 34.

Calcul des probabilités de dépassement.

On a porté également sur les graphiques précédents les courbes :

$$e^{(Y_1+\bar{y})} + e^{(Y_2+\bar{y})} = 2z \qquad \text{pour} \qquad z = 20,\ 50,\ 100 \text{ et } 150$$

Prenons l'exemple de la courbe $z = 50$ pour le réseau $r = 0,60$ (fig. 33). La courbe $z = 50$ est sensiblement tangente à l'ellipse D = 0,1. On planimètre successivement les surfaces comprises entre l'ellipse D = 0,07 et la courbe $z = 50$, D = 0,05 et la même courbe, etc. Les points correspondants sont portés sur un graphique : en abscisses les surfaces trouvées, en ordonnées les densités de probabilités. La surface donnée par la courbe ainsi définie est égale, compte tenu des échelles utilisées pour les différents graphiques, à la probabilité de dépassement d'une hauteur de précipitation moyenne de 50 mm, suivant la loi tronquée. Pour avoir la véritable probabilité, il suffit de multiplier le chiffre trouvé par 0,15.

Dans l'exemple que nous avons pris, 1 cm² de la figure 33 vaut 1/25 unité $[Y_1 \times Y_2]$. L'ordonnée du graphique 36 (courbe D_S) représente une variation de densité de 0,004 par cm, tandis que 1 cm d'abscisse représente 10 cm² de surface S du graphique 8. La surface en cm² trouvée pour la courbe D_S doit donc être multipliée par $\frac{10}{25} \times 0,004$ pour être traduite en probabilité de dépassement. La courbe (0,60) de la figure 35 donne une surface de 35 cm², soit une probabilité tronquée de 0,056 et une probabilité vraie de 0,0084.

On opère ainsi pour chaque valeur de r et de z (fig. 35 à 38). Les résultats se traduisent par le faisceau de courbes tracé sur la figure 39 : on a rajouté la courbe $r = 1$, qui correspond à la loi de probabilité de la pluie journalière ponctuelle.

Passage à la surface.

Le graphique 39 associé au graphique de variation de r en fonction de la distance permet d'établir le faisceau de courbes $z(x)$ (fig. 40) sur laquelle chaque courbe $z(x)$ est graduée en probabilité de dépassement de z.

Il ne reste plus qu'à appliquer à ce faisceau la double intégration :

$$\frac{1}{Ll} \int_0^L \left[\int_0^{x+l} z(x)\,dx - \int_0^x z(x)\,dx \right] dx$$

Le faisceau des courbes intégrales $\int_0^x z(x)\,dx$ est tracé sur la figure 41. On a ici L = 9,1 km, l = 5,5 km $l + L$ = 14,6 km. Ces longueurs sont représentées en abscisses par les points a, b, c. L'intégrale précédente, pour la probabilité 0,00005 par exemple, est donnée au facteur $\frac{1}{Ll}$ près, par la surface $a'acc'$ moins la surface obb' ou, ce qui revient au même, par la surface $b'bcc'$ moins la surface oaa'.

BOUWCENTRUM DELFT LIBRARY

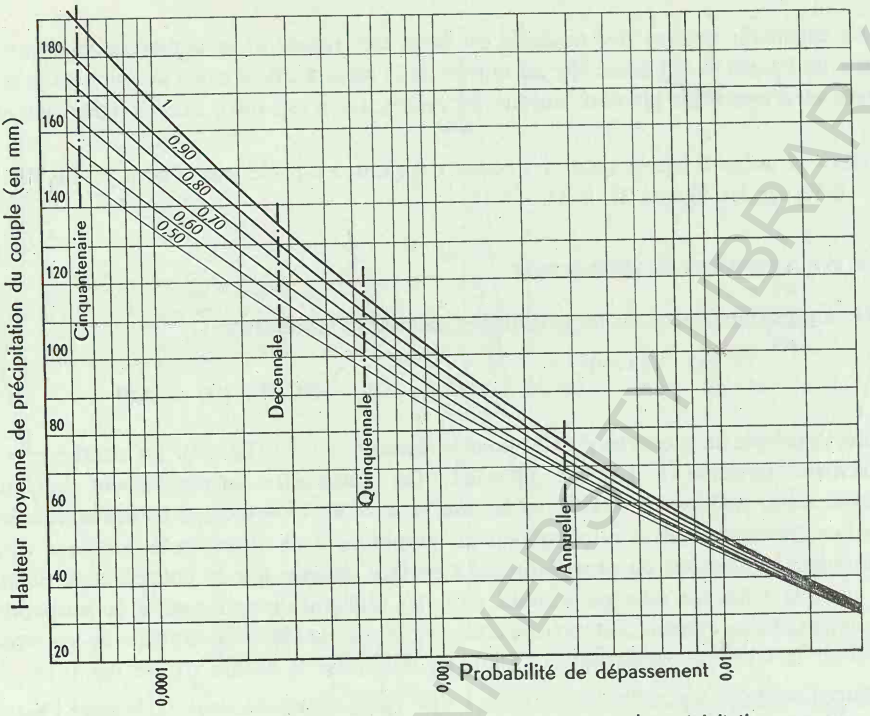


Fig 39 - Courbes de probabilités de la hauteur moyenne de précipitation sur un couple de points pour différentes valeurs du coefficient de corrélation en y

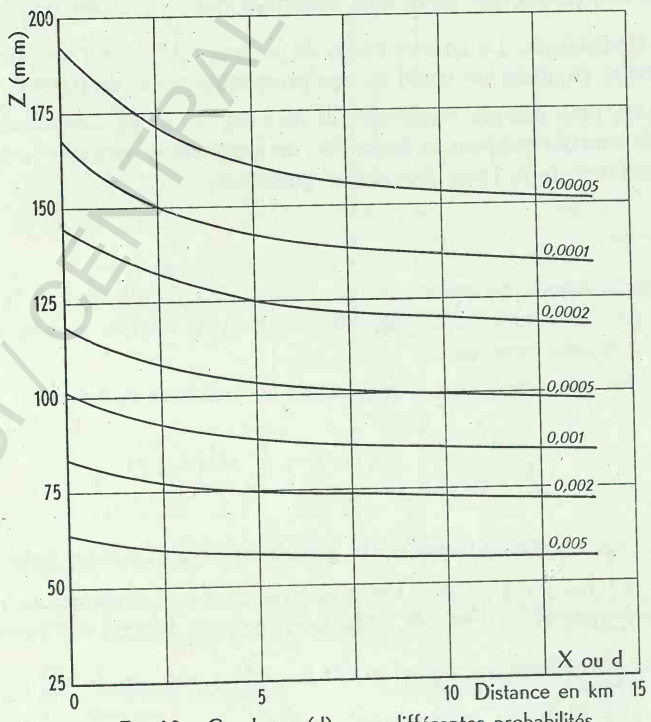


Fig 40 - Courbes z (d) pour différentes probabilités

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Les résultats sont portés sur la figure 39. On obtient une courbe qui permet d'établir le tableau suivant :

Fréquence	Pluie ponctuelle (mm)	Pluie moyenne sur le bassin (mm)	Coefficient de réduction
Annuelle (0,00274)	76	69	0,87
Quinquennale (0,000548)	116	100	0,86
Décennale (0,000274)	134	116	0,86
Cinquantenaire (0,0000548).....	190	159	0,83

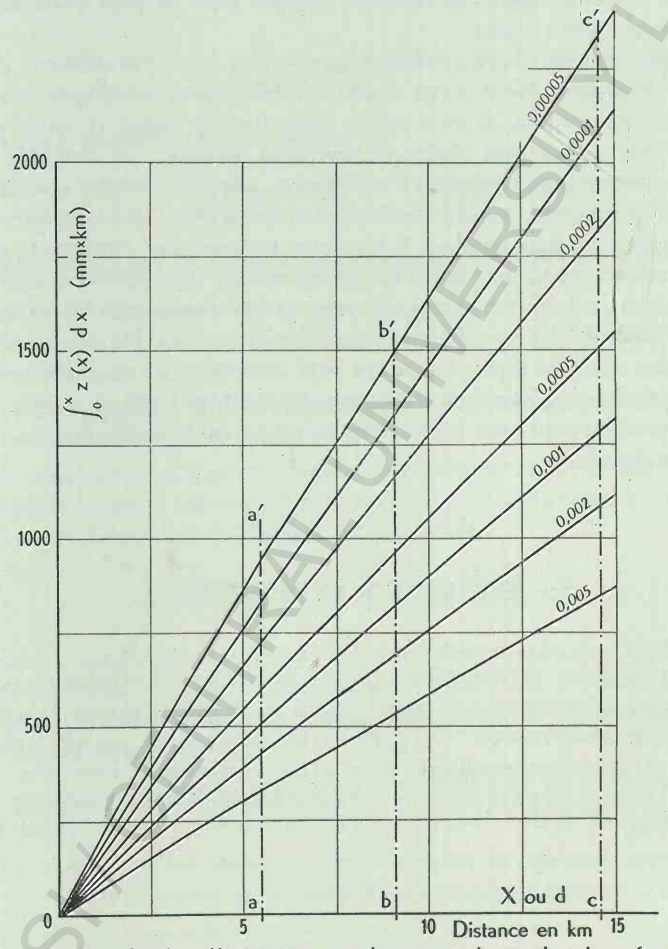


Fig 41 - Courbes d'intégration pour le passage du couple à la surface (pour différentes probabilités)

Les écarts observés ne sont nullement significatifs. On pourra adopter un coefficient *prudent* de 0,87. Ceci montre que, pour la gamme de pluies ci-dessus, le coefficient de réduction est pratiquement constant. Il n'en serait pas de même pour de faibles pluies pour lesquelles on ne pourrait pas admettre que le coefficient de corrélation est indépendant de la hauteur de précipitation : les calculs exposés ci-dessus seraient alors grossièrement inexacts. Mais en général ce genre d'études est surtout utile pour les fortes averses.

BUJIA SHERIAL UNIVERSITY LIBRARY

d) AUTRES MÉTHODES CONCERNANT L'ABATTEMENT

La méthode des *intensités-durées-surfaces-fréquences*, présentée dans un certain nombre de traités d'hydrologie, répond également à la question posée par le problème de l'abattement. Elle correspond sensiblement à l'estimation des fréquences par simple décompte et en présente les inconvénients : utilisation très incomplète des paramètres statistiques calculés avec plus de précision sur quelques stations comportant des observations de longue durée. Sa mise en œuvre correcte exige donc des relevés portant sur une longue période et intéressant un réseau dense de stations, conditions rarement réalisées dans les pays tropicaux auxquels cet ouvrage est spécialement consacré.

On peut également aborder le problème sous un jour tout à fait différent, en introduisant le coefficient d'abattement. Nous avons exposé, au début de ce paragraphe, les inconvénients du procédé; mais en pratique, si on a pris la peine de bien définir ce qu'on entend par un tel coefficient, cette notion peut rendre d'importants services... et simplifier beaucoup les calculs. La détermination du coefficient d'abattement, souvent considéré comme une fonction de H et de S (respectivement hauteur de l'averse et surface de l'aire étudiée) ne peut se faire que sur les averses réellement étudiées. Il faut donc suffisamment d'observations pour établir avec une confiance acceptable la relation de régression entre l'abattement et H pour différentes valeurs de S (1), mais il en faut moins que pour établir directement les valeurs statistiques comme dans la méthode des *intensités-durées-surfaces-fréquences*. On peut en effet faire appel à une seule station observée depuis longtemps pour déterminer les caractéristiques statistiques de l'averse ponctuelle, que l'on composera avec les données tirées de l'étude statistique du coefficient d'abattement pour avoir les hauteurs moyennes sur la surface étudiée, correspondant à une fréquence donnée.

5. ÉTUDE DES INTENSITÉS

Nous avons vu qu'un pluviographe ordinaire inscrit sur un diagramme la quantité de pluie totale interceptée à un moment donné depuis le début de l'averse. La courbe obtenue s'appelle *courbe de pluie cumulée* et l'intensité au temps t est par définition la dérivée de cette courbe au point correspondant. Nous avons vu également comment, à partir de la courbe de pluie cumulée on peut tracer un hyétogramme, ou courbe d'intensité, en procédant par intervalles finis.

Si l'on se place, non plus en un point déterminé, mais sur une surface, on est amené à définir la notion d'intensité moyenne dans l'espace à un instant donné :

$$I_m = \frac{1}{S} \iint I \, dx \, dy \qquad (26\text{-I})$$

I étant l'intensité en un point quelconque de coordonnées x et y, et l'intégrale double étant étendue à l'ensemble du bassin.

S'il y a un seul pluviographe et un certain nombre de pluviomètres 1, 2, ... n, on admet, à défaut de renseignements complémentaires, que les hyétogrammes de 1, 2, ... n sont affins

(1) Ou, plus fréquemment, entre l'abattement et S pour différentes valeurs de H.

BOJAST CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

et que leurs surfaces respectives sont égales aux pluies totales P_1, P_2, ..., P_n relevées à ces postes pendant la durée totale de la pluie.

Les intensités à chaque poste pendant une même période ΔT sont donc égales à :

$$I_E \text{ (au pluviographe)}, \; I_E \frac{P_1}{P_E}, \; I_E \frac{P_2}{P_E}, \ldots, \; I_E \frac{P_n}{P_E}$$

Soient s_1, s_2, ..., s_n, les zones d'influence attribuées aux différents appareils, par exemple par la méthode de Thiessen; l'intensité moyenne sera égale à :

$$I_m = \frac{1}{S} I_E \left(s_E + \frac{P_1}{P_E} s_1 + \frac{P_2}{P_E} s_2 + \ldots + \frac{P_n}{P_E} s_n \right) \qquad (27\text{-I})$$

d'où :

$$I_m = \frac{P}{P_E} I_E \qquad (28\text{-I})$$

P désignant la pluie moyenne sur le bassin :

$$\frac{1}{S}(P_E s_E + P_1 s_1 + \ldots + P_n s_n) \qquad (29\text{-I})$$

Il suffit donc, pour avoir le hyétogramme moyen, de multiplier les ordonnées du hyétogramme obtenu au pluviographe par le rapport $\frac{P}{P_E}$.

A) Composition des hyétogrammes - Hyétogrammes classés

Supposons maintenant qu'il existe plusieurs pluviographes dans le bassin. On obtiendra une meilleure précision sur la valeur I_m définie par (26-I), en composant les différents hyétogrammes. Nous exposerons deux méthodes de composition.

a) MÉTHODE DE SUPERPOSITION

Elle consiste à superposer les hyétogrammes en faisant coïncider les temps et à faire la moyenne arithmétique de leurs ordonnées, en adoptant, s'il y a lieu, un coefficient de pondération pour chaque pluviographe. On applique ensuite la méthode exposée ci-dessus pour obtenir le hyétogramme moyen sur le bassin.

Exemple. — Durant la campagne 1956 sur le Mayonkouré, on a observé dans le bassin nº 2, le 11 septembre, l'averse suivante (deux pluviographes : E_2 et E_3, 1 pluviomètre compteur : PC_5).

TABLEAU XI

PC_5					
Heures	I (mm/h)	Heures	I (mm/h)	Heures	I (mm/h)
De 18 h 17 à 18 h 19...	60	De 18 h 25 à 18 h 28...	150	De 18 h 34 à 18 h 41...	30
De 18 h 19 à 18 h 20...	90	De 18 h 28 à 18 h 30...	180	De 18 h 41 à 18 h 43...	15
De 18 h 20 à 18 h 22...	120	De 18 h 30 à 18 h 32...	105	De 18 h 43 à 18 h 47...	8
De 18 h 22 à 18 h 23...	150	De 18 h 32 à 18 h 33...	90	De 18 h 47 à 19 h 03...	2
De 18 h 23 à 18 h 25...	180	De 18 h 33 à 18 h 34...	60		

UNIASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

TABLEAU XI *(suite)*

E_2					
Heures	I (mm/h)	Heures	I (mm/h)	Heures	I (mm/h)
De 18 h 23 à 18 h 30...	111	De 18 h 45 à 18 h 47...	45	De 18 h 51 à 18 h 55...	2
De 18 h 30 à 18 h 36...	100	De 18 h 47 à 18 h 51...	7	De 18 h 55 à 19 h 30...	1
De 18 h 36 à 18 h 45...	60				
E_3					
De 18 h 18 à 18 h 23...	78	De 18 h 24 à 18 h 28...	15	De 18 h 29 à 18 h 32...	7
De 18 h 23 à 18 h 24...	30	De 18 h 28 à 18 h 29...	10	De 18 h 32 à 19 h 04...	1

On interclasse alors les trois hyétogrammes suivant les temps et on fait la moyenne des ordonnées en affectant à chaque enregistreur un poids qui dépend de sa situation géographique et de l'allure du réseau d'isohyètes. Pour l'averse qui nous intéresse, on a adopté les coefficients suivants :

PC_5..... 0,05
E_2 0,60
E_3 0,35

Le rapport $\frac{P}{P_E}$ est égal à 0,965.

On obtient le tableau XII :

TABLEAU XII

Heures	Intensités non pondérées			Intensités pondérées			(1) mm/h	(2) mm/h
	PC_5	E_2	E_3	PC_5 0,05	E_2 0,60	E_3 0,35		
De 18 h 17 à 18 h 18..	60			3,0	0	0	3,0	2,9
De 18 h 18 à 18 h 19..	60		78	3,0	0	27,3	30,3	29,2
De 18 h 19 à 18 h 20..	90		78	4,5	0	27,3	31,8	30,7
De 18 h 20 à 18 h 22..	120		78	6,0	0	27,3	33,3	32,1
De 18 h 22 à 18 h 23..	150		78	7,5	0	27,3	34,8	33,6
De 18 h 23 à 18 h 24..	180	111	30	9,0	66,6	10,5	86,1	83,0
De 18 h 24 à 18 h 25..	180	111	15	9,0	66,6	5,25	80,85	78,0
De 18 h 25 à 18 h 28..	150	111	15	7,5	66,6	5,25	79,35	76,6
De 18 h 28 à 18 h 29..	180	111	10	9,0	66,6	3,5	79,1	76,3
De 18 h 29 à 18 h 30..	180	111	7	9,0	66,6	2,45	78,05	75,2
De 18 h 30 à 18 h 32..	105	100	7	5,25	60,0	2,45	67,7	65,3
De 18 h 32 à 18 h 33..	90	100	1	4,5	60,0	0,35	64,85	62,5
De 18 h 33 à 18 h 34..	60	100	1	3,0	60,0	0,35	63,35	61,1
De 18 h 34 à 18 h 36..	30	100	1	1,5	60,0	0,35	61,85	59,7
De 18 h 36 à 18 h 41..	30	60	1	1,5	36,0	0,35	37,85	36,5
De 18 h 41 à 18 h 43..	15	60	1	0,75	36,0	0,35	37,1	35,8
De 18 h 43 à 18 h 45..	8	60	1	0,4	36,0	0,35	36,75	35,5
De 18 h 45 à 18 h 47..	8	45	1	0,4	27,0	0,35	27,75	26,8
De 18 h 47 à 18 h 51..	2	7	1	0,1	4,2	0,35	4,65	4,5
De 18 h 51 à 18 h 55..	2	2	1	0,1	1,2	0,35	1,65	1,6
De 18 h 55 à 19 h 03..	2	1	1	0,1	0,6	0,35	1,05	1,0

(1) Hyétogramme composé.
(2) Hyétogramme résultant.

BCU CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Il existe de nombreuses variantes de cette méthode, obtenues en faisant coïncider les intensités maximales, en décalant les hyétogrammes suivant la direction des averses par rapport au bassin, etc.

b) MÉTHODE DES HYÉTOGRAMMES CLASSÉS

La méthode précédente, séduisante par sa simplicité et répondant exactement à la définition que nous avons donnée de l'intensité moyenne, présente l'inconvénient d'estomper parfois les fortes intensités, ce qui peut être gênant pour certains problèmes, notamment pour l'étude de la capacité d'absorption. Les variantes proposées pour cette méthode ont justement pour but de réduire l'importance de cet *estompage*, mais n'y parviennent que dans une certaine mesure.

Le procédé que nous allons exposer, imaginé par MM. BRAQUAVAL et ROCHETTE, effectue la pondération non sur les intensités, mais sur les durées. On suppose ainsi implicitement qu'une pluie d'intensité I affectant une zone de s km², pendant une temps T, a le même effet sur le ruissellement qu'une pluie de même intensité affectant tout le bassin (de surface S) pendant une durée $T\frac{s}{S}$.

Il est nécessaire, pour appliquer cette méthode, d'opérer non sur les hyétogrammes naturels, mais sur des hyétogrammes classés par intensités, l'interclassement se faisant alors suivant les intensités et non suivant les temps.

Reprenons l'exemple précédent. On obtient le hyétogrammess classés suivants :

TABLEAU XIII

PC_5		E_2		E_3	
I classées (mm/h)	Durées (mn)	I classées (mm/h)	Durées (mn)	I classées (mm/h)	Durées (mn)
180	4	111	7	78	5
150	8	100	13	30	6
120	10	60	22	15	10
105	12	45	24	10	11
90	14	7	28	7	14
60	17	2	32	1	46
30	24	1	67		
15	26				
8	30				
2	46				

Les durées portées dans le tableau XIII indiquent le temps pendant lequel l'intensité a été supérieure ou égale au chiffre correspondant qui figure dans la colonne *intensités*. (Durées cumulées.)

Le tableau XIV montre le mécanisme de la composition.

BIBLIOTECA CENTRALĂ UNIVERSITARĂ

TABLEAU XIV

Tableau de composition

Intensités (mm/h)	Durées cumulées (mm/h)			Durées cumulées pondérées (mm/h)			Hyétogramme classé composé Temps cumulé (mn)	Hyétogramme classé résultant Temps cumulé (mn)
	PC_3	E_2	E_3	PC_3	E_2	E_3		
180	4			0,2			0,2	0,2
150	8			0,4			0,4	0,4
120	10			0,5			0,5	0,5
111	10	7		0,5	4,2		4,7	4,5
105	12	7		0,6	4,2		4,8	4,6
100	12	13		0,6	7,8		8,4	8,1
90	14	13		0,7	7,8		8,5	8,2
78	14	13	5	0,7	7,8	1,75	10,25	9,9
60	17	22	5	0,85	13,2	1,75	15,8	15,2
45	17	24	5	0,85	14,4	1,75	17,0	16,4
30	24	24	6	1,2	14,4	2,1	17,7	17,1
15	26	24	10	1,3	14,4	3,5	19,2	18,6
10	26	24	11	1,3	14,4	3,85	19,55	18,9
8	30	24	11	1,5	14,4	3,85	19,75	19,1
7	30	28	14	1,5	16,8	4,9	23,2	22,4
2	46	32	14	2,3	19,2	4,9	26,4	25,5
1	46	67	46	2,3	40,2	16,1	58,6	56,5

B) La relation intensité-durée

Dans ce qui précède, nous avons supposé implicitement que l'intensité de la pluie était constante dans l'intervalle de temps pour lequel elle était calculée. Nous voulons maintenant savoir ce qui se passe pour un intervalle de temps quelconque, fixé à l'avance.

Reprenons l'exemple de la pluie du 9 août 1956 sur le Mayonkouré et proposons-nous de déterminer les intensités moyennes pour des durées de 15 minutes, 30 minutes, 1 heure, 2 heures et 3 heures. Remarquons que l'expression *intensité moyenne* n'a pas ici le sens que nous lui avons attribué plus haut : le qualificatif *moyenne* est pris dans le temps et non dans l'espace. Pour éviter toute confusion, on appelle les intensités moyennes dans le temps : intensité en 15 minutes, en 30 minutes, etc.

a) *Intensité en 15 minutes.* Comme seules nous intéressent les intensités les plus fortes, nous nous contenterons de dépouiller la zone du diagramme correspondant aux intensités les plus fortes (fortes pentes de la courbe tracée sur le pluviographe). On obtient :

TABLEAU XV

	Pluies en mm	Intensités en mm/h
De 16 h 45 à 17 h	2,5	10
De 17 h à 17 h 15	10	40
De 17 h 08 à 17 h 23	10	40
De 17 h 15 à 17 h 30	7,5	30

BCU IASI CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

On trace alors la courbe de l'intensité en 15 minutes en fonction de l'heure (fig. 42). Le maximum est de 41 mm/h.

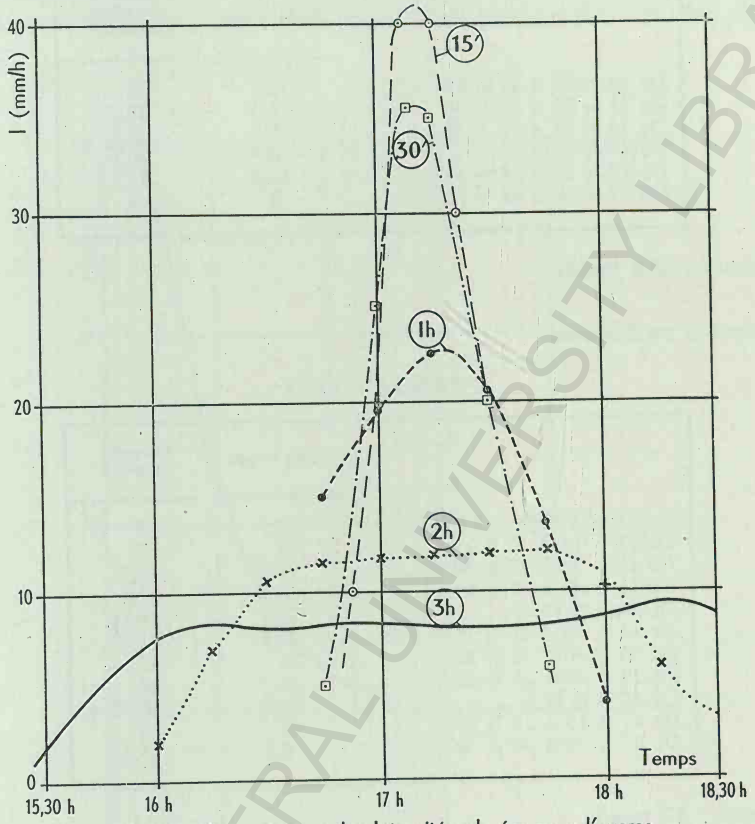


Fig 42 - Détermination des Intensités-durées pour l'averse du 9 août 1956 à KIESSI (GUINÉE)

b) *Intensité en 30 minutes.*

TABLEAU XVI

	Pluies en mm	Intensités en mm/h
De 16 h 30 à 17 h	2,5	5
De 16 h 45 à 17 h 15	12,5	25
De 17 h à 17 h 30	17,5	35
De 17 h 15 à 17 h 45	10	20
De 17 h 30 à 18 h	3	6

Maximum (d'après la courbe) : 36,6 mm/h.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

c) *Intensité en* 1 *heure.*

TABLEAU XVII

	Pluies en mm	Intensités en mm/h
De 16 h 15 à 17 h 15	15	15
De 16 h 30 à 17 h 30	19,5	19,5
De 16 h 45 à 17 h 45	22,5	22,5
De 17 h à 18 h	20,5	20,5
De 17 h 15 à 18 h 15	13,5	13,5
De 17 h 30 à 18 h 30	4	4

Maximum : 22,8 mm/h.

d) *Intensités en* 2 *heures.*

TABLEAU XVIII

	Pluies en mm	Intensités en mm/h
De 15 h à 17 h	4	2
De 15 h 15 à 17 h 15	14	7
De 15 h 30 à 17 h 30	21	10,5
De 15 h 45 à 17 h 45	23	11,5
De 16 h à 18 h	23,5	11,75
De 16 h 15 à 18 h 15	23,5	11,75
De 16 h 30 à 18 h 30	24	12
De 16 h 45 à 18 h 45	24	12
De 17 h à 19 h	21,5	10,75
De 17 h 15 à 19 h 15	12	6
De 17 h 30 à 19 h 30	6,5	3,25

Maximum : 12 mm/h.

e) *Intensités en* 3 *heures.*

TABLEAU XIX

	Pluies en mm	Intensités en mm/h
De 14 h à 17 h	5,5	1,8
De 14 h 15 à 17 h 15	15,5	5,2
De 14 h 30 à 17 h 30	23	7,7
De 14 h 45 à 17 h 45	25	8,3
De 15 h à 18 h	24,5	8,1
De 15 h 15 à 18 h 15	25	8,3
De 15 h 30 à 18 h 30	25	8,3
De 16 h à 19 h	25,5	8,1
De 16 h 30 à 19 h 30	26	8,7
De 16 h 45 à 19 h 45	29	9,3
De 17 h à 20 h	26	8,7

Maximum : 9,3 mm/h.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Pour 4 heures, on trouverait 7,6 mm/h, etc. On remarque donc que les intensités diminuent lorsque la durée augmente. La courbe des intensités en fonction de la durée définit ce qu'on appelle la *relation intensité-durée* pour l'averse considéré (fig. 43).

La méthode que nous venons d'indiquer s'adresse à une averse isolée, ou tout au plus à une période de 24 heures. On peut étendre la notion d'intensité à une durée de 1 jour, 2 jours, etc.

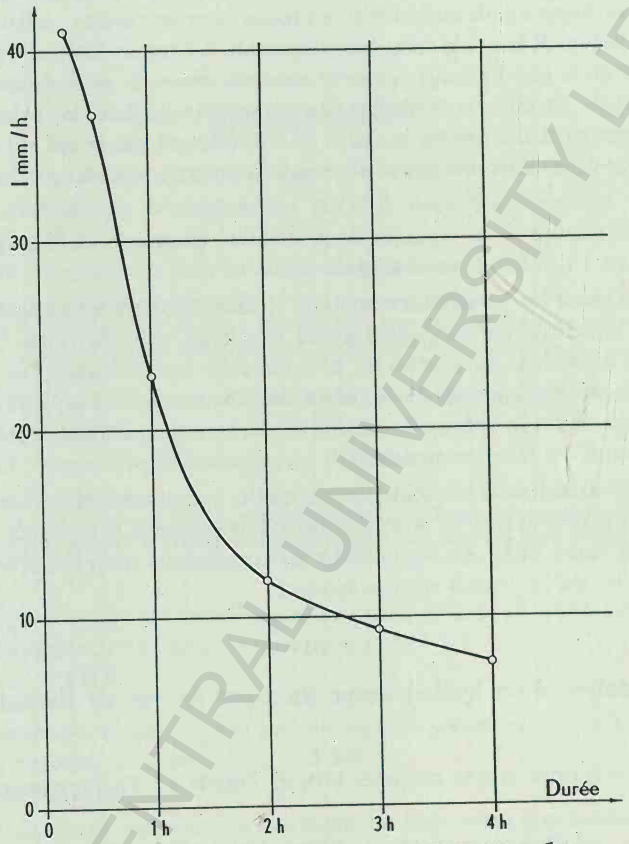


Fig 43 - Averse du 9 août 1956 à KIESSI (GUINÉE)
Courbe Intensité - Durée

Les intensités seront alors exprimées en millimètres par jour et le calcul se fera de la façon suivante (par exemple pour une durée de 5 jours) :

On totalise les pluies des 5 premiers jours de la période à utiliser : d'où une intensité de x mm/j pour ces 5 jours. Puis on retranche du total des 5 premiers jours, la pluie du premier et on ajoute celle du 6^{e}, etc. On se trouve alors en présence d'un tableau d'intensités pour 5 jours consécutifs, présentant des maximums et des minimums. On recueille tous les maximums en prenant bien soin de ne pas faire interférer les périodes de 5 jours pour lesquelles ils sont calculés. Les résultats sont stockés en vue des études statistiques. On peut opérer ainsi pour n'importe quelle durée. Pour les durées courtes, 1 à 5 jours, il est intéressant de disposer de relevés bijournaliers.

RONAFI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Supposons maintenant que l'on ait effectué le dépouillement précédent sur une série de diagrammes relative à un nombre respectable d'années. Les *intensités en 1 heure*, par exemple, recueillies pendant cette période, peuvent faire l'objet d'un classement et d'une étude statistique permettant d'évaluer des *intensités en 1 heure* de fréquences quinquennale, décennale, centenaire, etc. Il en est de même pour les durées de 15 minutes, 30 minutes, etc. Considérons par exemple les intensités en 15 minutes, 30 minutes, 1 heure, 2 heures, 3 heures et 4 heures de fréquence décennale. On appelle la relation intensité-durée ainsi définie, représentée par une courbe analogue à celle que nous avons tracée pour une averse : relation intensité-durée des pluies à la station X liée à la fréquence décennale. Le terme *décennal* s'applique à chaque point particulier de la courbe, *mais la courbe dans son ensemble ne représente, à aucun titre, une averse décennale.* En effet, la fréquence de chaque intensité-durée est calculée en supposant qu'elle est indépendante des autres, ce qui n'est évidemment pas le cas si l'on considère une averse réelle. Pour déterminer une averse décennale, il faudrait procéder par les approximations suivantes :

Quelle est l'intensité en 30 minutes de probabilité décennale sachant que la probabilité de l'intensité I en 15 minutes est décennale, etc.

Le problème serait beaucoup plus complexe. Néanmoins, dans les applications, on cherche le plus souvent l'intensité correspondant à une fréquence et à une durée bien déterminées, la durée choisie dépendant en général de la surface du bassin étudié. De toutes façons, la substitution de la courbe intensité-durée, liée à une fréquence donnée, à la courbe intensité-durée d'une averse de même fréquence conduit à une surestimation des crues, par conséquent à une augmentation du taux de sécutiré.

Dans le cas où les renseignements disponibles à une station sont insuffisants, on peut appliquer aux intensités-durées la méthode des stations-années avec toutes les réserves qui ont été faites à ce sujet. Enfin, on peut étudier les corrélations entre les différentes intensités-durées et les pluies de 12 heures ou journalières.

C) Analyse d'un hyétogramme du point de vue de l'écoulement

Les notions suivantes seront précisées lors de l'étude de l'hydrogramme unitaire.

PLUIE EFFICACE

C'est la partie de l'averse *ayant donné lieu* à du ruissellement, autrement dit c'est la pluie qui n'a pas été totalement infiltrée, évaporée ou interceptée. Elle est définie par son volume (volume efficace V_E) ou sa hauteur (hauteur efficace H_E), sa durée (durée efficace T_E) dont on déduit son intensité moyenne (intensité efficace I_E).

PLUIE UTILE

La pluie efficace est en général difficile à définir à priori. On lui substitue alors la notion de pluie utile qui désigne la partie de l'averse *ayant pu raisonnablement donner lieu* à du ruissellement. Sa détermination est une question d'appréciation de l'hydrologue. On associe à la notion de pluie utile celles de volume de pluie utile (V_U), de hauteur de pluie utile (H_U), de durée de pluie utile (T_U) et d'intensité de pluie utile (I_U).

BCU IASI - CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

PLUIE EXCÉDENTAIRE

C'est la partie de l'averse qui a ruisselé. Son volume (V_e) est donc égal au volume total de l'averse diminué du volume de la pluie qui s'est infiltrée, s'est évaporée ou a été interceptée, c'est-à-dire au volume de ruissellement. On détermine également sa durée (T_e) qui est du reste égale à celle de la pluie efficace, sa hauteur (H_e) et son intensité ($I_e = \frac{H_e}{T_e}$).

Bibliographie

PONCELET. L. — *Comparaison de pluviomètres.* A I H S. Assemblée Générale de Rome, 1954, tome I, p. 295-308.
Publ. nº 36 de l'Association Internationale d'Hydrologie.

Étude très complète du comportement de 11 pluviomètres différents ou placés dans des conditions différentes. Analyse des écarts observés entre les différents appareils, analyse de leurs défauts, étude de leur comportement pour les faibles précipitations, étude des effets du vent.

SERRA. L. — *La précision des mesures pluviométriques.* A I H S. Assemblée Générale de Rome, 1954, tome I, p. 312-321.
Publ. nº 36 de l'Association Internationale d'Hydrologie.

Résultats d'études effectuées sur un champ de 16 pluviomètres Association (400 cm²) placés à 1,50 m au-dessus du sol. L'auteur étudie particulièrement l'influence du vent et la structure fine de la pluie (cellules de convection). Il préconise l'amélioration des mesures pluviométriques en disposant à chaque station 4 pluviomètres au sommet d'un carré de 60 m de côté.

CAPPUS. P. — *Répartition des précipitations sur un bassin versant de faible superficie.* A I H S. Assemblée Générale de Toronto, 1957, tome I, p. 515-527.
Publ. nº 43 de l'A I H S.

SERRA. L. — *Possibilités d'amélioration des mesures de précipitations.* A I H S. Assemblée Générale de Toronto, 1957, tome I, p. 535-545.
Publ. nº 43 de l'A I H S

Étude expérimentale du champ des vitesses autour du pluviomètre. Son influence sur les mesures et résultats donnés par quelques dispositifs destinés à réduire cette influence.

JACQUET. J. — *Répartition spatiale des précipitations à l'échelle fine et précision des mesures pluviométriques.* A I H S. Assemblée Générale d'Helsinki, 1960. Commission d'Erosion Continentale, p. 317-342.
Publ. nº 53 de l'A I H S

Cette étude reprend et complète les études de SERRA et CAPPUS.

WEATHER BUREAU. — *Manual for Depth — Area-Duration Analysis of Storm precipitation.* Weather Bureau, Cooperative Studies Section, Division of Climatological and Hydrologic Services, Washington, mars 1949, 43 p., tableaux, graphiques.

HERSFIELD D.M. and WILSON. W.T. — *Generalizing of Rainfall-intensity, Frequency Data.* A I H S. Assemblée Générale de Toronto, 1957, tome 1, p. 499-506.
Publ. nº 43 de l'A I H S

Étude statistique des pluies. Relation intensité-durée. Coefficient d'abattement lié à la durée.

BOU ASSI CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

ROCHE. M. — *Répartition statistique des averses tropicales non cycloniques.* 4 p. - 1 gr. O.R.S.T.O.M., E.D.F., Paris, février 1961.
Ronéotypé.

ROCHE. M. — *Contribution au problème de l'abattement des pluies journalières.* 13 p. 16 gr. O.R.S.T.O.M., E.D.F., Paris, Février 1961.
Ronéotypé.

SHARP, A.L. OWEN W.S. and GIBBS A.E. — *A comparison of methods for estimating precipitation on Watersheds.* U.S. Bureau of Reclamation, U.S.D.I. Lincoln, Nebraska, 1961. 15 p., tableaux et graphiques.
Ronéotypé.
Exemple d'homogénéisation de seconde espèce.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

CHAPITRE II

ÉVAPORATION, ÉVAPOTRANSPIRATION ET LEURS FACTEURS CONDITIONNELS

Les termes *évaporation* et *évapotranspiration* désignent tous deux au départ des pertes en eau par retour direct à l'atmosphère sous forme de vapeur d'eau. Ces pertes comportent l'évaporation des nappes d'eau libre, lacs, cours d'eau, du stockage de surface dans les cavités naturelles de sol, l'évaporation de l'eau contenue dans le sol et la transpiration des végétaux. On a pris l'habitude d'appeler *évaporation* les pertes en eau subies sous forme de vapeur par les nappes d'eau libre et *évapotranspiration* les pertes complexes provenant de l'évaporation du sol, de l'interception par les feuilles des arbres et autres obstacles d'une partie des précipitations qui n'atteint jamais le sol et peut rarement être étudiée séparément, et de la consommation en eau des végétaux, surtout par transpiration.

L'évapotranspiration est, après la précipitation, le terme le plus important du bilan hydrologique, tout au moins dans les pays chauds. Mais, nous le verrons par la suite, ce n'est guère par le biais de son étude directe que l'on peut étudier l'abondance d'une rivière. Cette notion, indispensable en matière d'agronomie, n'est pas d'un grand secours pour l'hydrologue. Nous ferons néanmoins état de façon sommaire des théories les plus répandues la concernant.

Par contre, la connaissance de l'évaporation des nappes d'eau libre est importante pour tout projet comportant une retenue. En fait, dans ce cas, la perte en eau par évaporation due à l'établissement de la retenue n'est pas égale à l'évaporation de la nappe d'eau libre puisque avant la mise en eau, il existe déjà des pertes par évapotranspiration sur le terrain qui sera occupé par cette retenue. La perte réelle apparaît donc comme la différence évaporation — évapotranspiration. Ceci semble contredire ce que nous avons avancé dans le paragraphe précédent, mais pratiquement l'évapotranspiration à prendre en compte n'est jamais évaluée par des méthodes directes : elle apparaît comme résidu du bilan effectué sur un bassin naturel choisi si possible dans la future retenue ou dans ses abords immédiats.

Les facteurs conditionnels de l'évaporation sont assez nombreux. Ceux de l'évapotranspiration le sont bien davantage. Nous retiendrons les suivants :

— La température de l'air;
— La température de l'eau;
— L'humidité de l'air;
— Le rayonnement solaire;
— Le vent;
— La pression atmosphérique.

BCU LAUSANNE UNIVERSITY LIBRARY

Il faudrait ajouter, pour l'évapotranspiration, la température du sol et sa capacité calorifique (étude des profils thermiques) et bien entendu les nombreuses caractéristiques de la couverture végétale. La mesure de la pression atmosphérique considérée comme facteur conditionnel de l'évaporation n'a pas besoin d'être très précise et ne présente pas de difficulté. Nous nous bornerons à indiquer quand elle intervient.

1. MESURE DES TEMPÉRATURES

A) Température de l'air

« *Un thermomètre n'a jamais indiqué que sa propre température : à la suite de quels échanges de chaleur sa température est-elle influencée par le milieu fluide ambiant ?* »

Cette question posée par M. PETIT dans un article très intéressant sur la mesure de la température de l'air en altitude (*La Météorologie* avril-juin 1960) résume tout le problème, fort complexe malgré son apparente simplicité, de la thermométrie atmosphérique. En fait, un thermomètre, placé en un lieu donné, subit de nombreuses influences capables de modifier sa température : la température propre de l'air ambiant, bien sûr, définie par l'agitation des molécules de l'air, mais aussi les différents rayonnements qui peuvent atteindre l'appareil. Il est rare que ce dernier soit soumis au rayonnement solaire direct, auquel il est facile de le soustraire par simple interposition d'un écran. Par contre, une mauvaise installation peut laisser passer le rayonnement indirect, réfléchi ou diffusé par le sol ou les obstacles situés à proximité de l'abri. Enfin, il y a le rayonnement propre de l'abri chauffé par le soleil et le rayonnement propre du thermomètre, ce dernier étant négligeable pour les mesures en basse altitude.

Tous ces éléments donnent lieu à des échanges d'énergie où la convection et l'action du vent ont leur mot à dire. Il n'est pas question, étant donné la complexité du problème, de chercher à corriger par des formules et des mesures annexes les résultats donnés par le thermomètre. Il faut donc s'efforcer de réduire le plus possible l'influence des rayonnements parasites. C'est le rôle de l'abri météorologique : de sa plus ou moins bonne conception dépendra la précision des mesures.

Il faut, avant tout, protéger le thermomètre contre les radiations solaires directes ou indirectes (par réflexion ou par diffusion). Cette condition est d'autant mieux réalisée que l'abri est plus aéré. En effet, les radiations solaires frappant l'abri se transforment partiellement en chaleur dans la matière dont il est constitué et l'échauffent à une température supérieure à celle de l'air, puisqu'il y a ainsi un apport supplémentaire d'énergie dans l'enceinte matérialisée par les parois. Cette influence est d'autant moins sensible que la circulation de l'air à l'intérieur de l'abri est plus active. Par ailleurs, la production d'énergie thermique est d'autant plus faible que la surface exposée au rayonnement est plus petite et moins absorbante : la première de ces conditions est contraire à une bonne circulation de l'air, on ne pourra donc pas jouer beaucoup sur elle.

En conclusion, un bon abri météorologique comportera :

— Des parois latérales à persiennes, en forme de chevrons, l'arête des chevrons étant tournée vers le haut.

— Un double plafond largement perforé, les trous d'un élément ne coïncidant pas avec ceux de l'autre.

— Un double plancher perforé. Mêmes remarques.

— Un toit largement débordant et uni (pas de tôle ondulée). Un intervalle suffisant sera ménagé entre les parois et le toit.

— Une peinture blanche, brillante si possible, à l'extérieur.

— Une section horizontale d'environ 80 × 50 cm^2.

Pour la réalisation pratique et l'orientation de l'abri météo, on aura tout intérêt à se baser sur la station météorologique officielle la plus proche.

Pour les relevés périodiques, on utilise des thermomètres à mercure au 1/10° C. La longueur de ces thermomètres les rend particulièrement fragiles. Il est parfois intéressant, pour réduire la casse lors de transports difficiles, de les faire réaliser en deux éléments (par exemple : 0° C à 30° C à 30° C et 60° C). Dans ce cas, il faudra demander au fabricant de prévoir sur l'élément

Photo Charlier

Fig. 44. Abri météorologique

inférieur une chambre d'expansion suffisante pour qu'il puisse être porté sans danger à la température maximale de l'élément supérieur.

En dehors des lectures périodiques, on relève chaque jour les températures maximales et minimales. Le thermomètre à minimums est un thermomètre à alcool dont la colonne entraîne un index grâce à la tension superficielle du liquide lorsqu'elle descend, et le laisse en place lorsqu'elle remonte. Il doit être fixé sur une planchette, le réservoir bien dégagé, incliné très légèrement de 4 ou 5 degrés, réservoir vers le bas.

Le thermomètre à maximums est un thermomètre à mercure comportant un étranglement à la base de la colonne. Après la lecture, on abaisse la colonne en secouant vigoureusement le thermomètre, réservoir en bas, comme pour un thermomètre médical. Il peut se faire que les secousses imprimées à l'abri par les rafales de vent arrivent à la longue à faire descendre un peu le mercure si la colonne est verticale. On installera donc l'appareil dans les mêmes conditions que le thermomètre à minimums.

Il arrive souvent que la colonne de mercure se fragmente au cours du transport. Ceci peut être rattrapé en *frondant* le thermomètre : on passe une ficelle dans l'œillet ménagé à la partie supérieure de l'appareil et on fait tourner rapidement, comme une fronde. Il faut généralement un certain temps pour venir à bout de la rupture.

De ce point de vue, le thermomètre à minimums est encore plus fragile. Étant donné la faible densité de l'alcool, on ne peut pas venir à bout des ruptures de colonne en frondant l'appareil. Il faut chauffer le réservoir de façon à remplir la chambre d'expansion, puis on laisse refroidir et on répète la manœuvre jusqu'à disparition des zones de rupture : il est pratique pour cette opération de disposer d'eau bouillante et de glace.

B) Dépouillement des mesures

Dans nos stations d'évaporation, la mesure de la température de l'air est faite à 7 h, 11 h, 15 h, 19 h et 22 h (heure locale). On relève d'autre part le thermomètre à minimums à 7 h et le thermomètre à maximums à 19 h. Les résultats sont portés sur un tableau. Nous donnons ci-dessous un exemple provenant d'observations faites à Madina-Tokosséré (Fouta-Djallon); il s'agit des relevés de températures effectués du 1er septembre 1957 à 19 h au 2 septembre à 19 h.

Le calcul de la température moyenne est effectué comme suit :

TABLEAU XX

Dates	Température de l'air en °C					T. min. en °C	T. max. en °C
	7 h	11 h	15 h	19 h	22 h	7 h	19 h
1				21,4	18,7		
2	17,8	24,0	24,7	19,5		17,0	25,5

Les observations sont portées sur un graphique (Fig. 45).

On sait que la température minimale se produit aux environs de 6 h, au lever du soleil : on la représente par un trait qui devra être une tangente horizontale à la courbe de variation de la température. De même pour le maximum, qu'on obtient généralement entre 13 et 15 h.

Le planimétrage de la courbe obtenue entre 19 h et 7 h donne une ordonnée moyenne de 3,1 cm, soit, à l'échelle du graphique, une température moyenne nocturne de 18,1° C. De 7 h à 19 h, l'ordonnée moyenne est de 7,7 cm, soit une température moyenne diurne de 27,7° C La température moyenne journalière sera de 22,9° C.

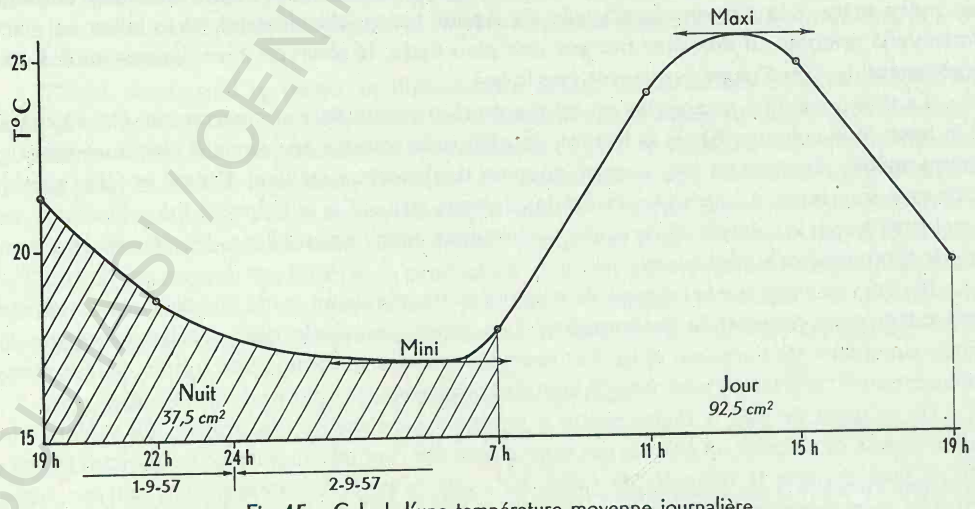


Fig 45 - Calcul d'une température moyenne journalière
(Station de MADINA TOKOSSÉRÉ - 1-2/9/57)

BOUAKE I / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

C) Température de l'eau

Lorsqu'on fait des mesures d'évaporation, il est intéressant de connaître la température superficielle de l'eau. Les thermomètres utilisés sont également des thermomètres au 1/10° C, à mercure. On les monte sur un petit châssis de bois ou de liège de façon que le bulbe soit à 2 ou 3 mm au-dessous de la surface de l'eau. Il faut veiller également à protéger le thermomètre de l'insolation directe pendant la mesure.

2. MESURE DE L'HUMIDITÉ DE L'AIR

A) Rappel de quelques notions

Considérons une enceinte fermée parfaitement vide d'air, plongée dans un milieu de température donnée et dans laquelle on introduit une certaine quantité d'eau. Une partie de cette eau va se vaporiser; supposons tout d'abord que la quantité d'eau introduite soit suffisamment faible pour que la vaporisation soit totale. Un manomètre branché sur le vase clos, une fois l'équilibre thermique rétabli avec le milieu extérieur, va indiquer une certaine pression non nulle que l'on appelle tension de la vapeur d'eau dans le récipient considéré. Si l'on continue à introduire de l'eau, la pression indiquée par le manomètre va augmenter jusqu'à un certain palier (en supposant évidemment l'équilibre thermique réalisé à chaque instant). On s'aperçoit alors que l'eau introduite en supplément ne s'évapore plus : le manomètre indique la tension de vapeur saturante de l'eau à la température donnée, soit T_1.

Supposons que l'on porte la température à $T_2 > T_1$: on constate qu'une partie de l'eau liquide contenue dans le vase s'évapore et que la pression indiquée par le manomètre a augmenté. S'il reste du liquide dans le vase, on mesure ainsi la tension de vapeur saturante de l'eau à la température T_2. Si la température est ramenée à T_1, une partie de la vapeur se condense et le manomètre indique à nouveau la pression déjà mesurée lors de la première expérience. Par ailleurs, on trouve les mêmes résultats, quelle que soit la quantité d'eau introduite, pourvu qu'il reste de l'eau liquide dans le vase clos et que l'équilibre thermique entre les différentes phases soit réalisé. Ainsi est définie la tension de vapeur saturante de l'eau, comme fonction univoque de la température et constante physique pour une température donnée. On la désigne par le symbole $e_w(T)$.

Si la quantité d'eau introduite dans le vase est insuffisante pour qu'il reste du liquide une fois l'équilibre thermique réalisé, le manomètre indique une valeur $e(T) < e_w(T)$.

On appelle *humidité relative* de l'espace clos le pourcentage :

$$U = 100 \frac{e}{e_w} \qquad (1\text{-II})$$

Si les expériences s'étaient passées dans l'air au lieu de se passer dans le vide, les tensions envisagées auraient été des tensions partielles, différant des tensions sous vide et dépendant de la pression de l'air (*). Cependant, dans les limites de températures et de pressions de l'at-

(*) Ces tensions seraient rigoureusement les mêmes si l'air et la vapeur d'eau étaient réellement des gaz parfaits (théorie cinétique des gaz).

mosphère, les écarts sont inférieurs à 0,5 % et nous garderons, pour la tension de vapeur saturante $e'_w(T)$ de l'eau dans l'air, le symbole et les valeurs de $e_w(T)$. Nous aurons donc, pour l'humidité de l'air, la même définition : $U = 100\frac{e}{e_w}$.

B) La formule psychrométrique

La tension de vapeur saturante de l'eau a été mesurée une fois pour toutes en laboratoire pour les différentes températures. Les résultats sont utilisés sous forme de tableau.

La mesure directe de e n'est pas facile. Elle relève de procédés de laboratoires non utilisables par l'observateur moyen d'une station météorologique.

Heureusement, le rapport $\frac{e}{e_w}$ peut être évalué avec une bonne précision par la mesure de la température sèche et de la température humide d'un psychromètre. C'est une observation d'usage courant qu'une bouteille entourée d'un linge humide tient au frais le liquide qu'elle contient, et que le procédé est d'autant plus efficace que l'air ambiant est plus sec. En effet, l'eau du linge s'évapore et chaque gramme d'eau demande un certain nombre de calories pour changer d'état. Plus le « débit » de cette évaporation est fort, plus le nombre de calories absorbées par unité de temps sera élevé. La perte sera évidemment compensée par un apport extérieur de calories provenant de l'air ambiant, mais avec un certain retard. A partir du début de l'expérience, la température va donc décroître jusqu'à une valeur limite, lorsque l'équilibre des échanges est établi. Or, le débit de calories du système considéré vers l'extérieur est exactement proportionnel à l'intensité de l'évaporation, tandis que le débit de calories de l'extérieur au système est proportionnel à la différence de température entre le linge humide et l'air ambiant. Il résulte de ceci que la différence $T_s - T_h$ (T_s, température de l'air ambiant, dite *température sèche*; T_h, température du système humide, dite *température humide*) est proportionnelle à l'intensité d'évaporation E. Mais E est un débit qui a lieu, comme tout débit, sous l'influence d'une différence de pression : ici, $e_w(T_h) - e$, $e_w(T_h)$ désignant la tension de la vapeur dans la micro-couche saturée entourant le système humide, donc la tension de vapeur saturante de l'eau à la température T_h, et e étant la tension de vapeur d'eau dans l'air ambiant. L'expérience montre que, en dehors d'actions perturbatrices, la relation entre évaporation et différence de tension est linéaire (loi de Dalton). On peut donc écrire :

$$E = a(e_w(T_h) - e) \tag{2-II}$$

$$E = b(T_s - T_h) \tag{3-II}$$

d'où

$$e_w(T_h) - e = A(T_s - T_h) \tag{4-II}$$

Tenant compte enfin de la pression atmosphérique, Regnault a établi la relation :

$$e = e_w(T_h) - A\frac{P}{1\,000}(T_s - T_h) \tag{5-II}$$

d'où

$$U\,\% = 100\,\frac{e_w(T_h) - A\frac{P}{1000}(T_s - T_h)}{e_w(T_s)} \tag{6-II}$$

où P, pression atmosphérique, $e_w(T_h)$ et $e_w(T_s)$ sont exprimées en millibars, T_s et T_h en °C.

A est un coefficient dont la valeur peut différer suivant la ventilation de l'appareil, facteur que nous avons négligé pour ne pas compliquer l'exposé.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

C) Les différents types de psychromètres

Tous les psychromètres se composent de deux thermomètres : l'un à bulbe nu, appelé *thermomètre sec*, l'autre dont le bulbe est entouré d'une mousse humide appelé *thermomètre humide*. Le premier donne la *température sèche*, le second la *température humide*. Les deux bulbes sont séparés par une cloison quelconque.

Les différents types d'appareils se groupent en deux classes :

a) PSYCHROMÈTRES A VENTILATION NATURELLE

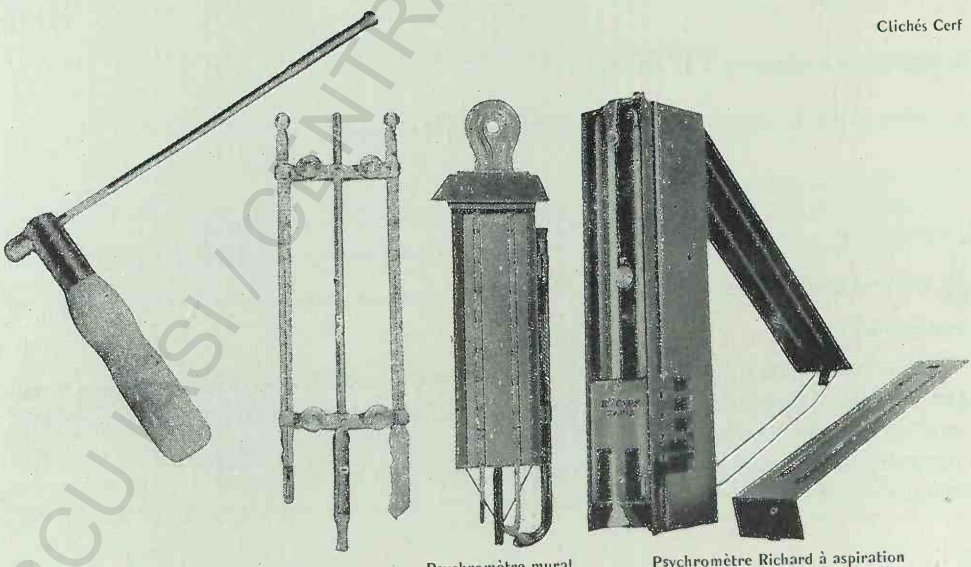
Ce sont les plus couramment employés à cause de leur facilité d'emploi. Les appareils sont installés à poste fixe dans l'abri météo, l'alimentation de la mousseline étant assurée par une mèche qui trempe dans un réservoir. La ventilation du bulbe humide est assurée par les mouvements convectifs de l'air à l'intérieur de l'abri : c'est le grand reproche qu'on peut faire aux appareils de ce type. En effet, cette ventilation est loin d'être constante et n'est pas la même, en moyenne, pour les différents types d'abris et les différents climats. C'est ainsi que le Service Météorologique de l'ancienne A.E.F avait dû prendre pour « A » la valeur moyenne de 0,743, alors que le coefficient le plus généralement admis est de 0,79.

Lorsqu'on veut des mesures précises, en particulier pour l'étude de l'évaporation, il est préférable d'utiliser des appareils de la seconde classe.

b) PSYCHROMÈTRES A VENTILATION FORCÉE

Le plus ancien est le psychromètre fronde : les deux thermomètres sont montés sur un châssis muni d'une cordelette. Au moment de faire la mesure, l'opérateur mouille la mousseline du bulbe humide, saisit l'appareil par la cordelette et la fait tourner à la manière d'une fronde,

Clichés Cerf



Psychromètre crécelle — Psychromètre mural — Psychromètre Richard à aspiration

Fig. 46. Différents types de psychromètres

BCU LAUSANNE / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

de telle façon que le rayon du cercle décrit par les bulbes soit de 0,50 m environ et à une cadence d'environ 2 tours par seconde : la vitesse linéaire du bulbe humide est alors d'environ 6 m/s. On arrête au bout d'une trentaine de secondes et on lit les indications des thermomètres; on recommence l'opération jusqu'à ce que deux lectures consécutives donnent le même chiffre. On suppose qu'alors l'équilibre est réalisé.

Ce type de psychromètre présente l'avantage d'être facile à réaliser avec des moyens de fortune : il suffit de posséder un thermomètre muni d'un œillet à son extrémité supérieure, une ficelle et un peu de gaze hydrophile.

Une variante du psychromètre fronde est le psychromètre *crécelle*. Cette dénomination est suffisamment explicite pour nous dispenser de le décrire.

L'idéal, enfin, est le psychromètre *à aspiration*, dans lequel la ventilation est produite par une petite turbine, actionnée par un moteur mécanique, qui aspire l'air extérieur et le fait passer directement sur les deux bulbes à une vitesse de 5 à 6 m/s. Il a l'avantage d'éliminer totalement l'influence du tour de main de l'opérateur.

Pour les psychromètres à ventilation forcée, les essais de l'O.N.M. ont montré que le coefficient A décroît lorsque la vitesse du vent augmente, puis sa courbe de variation présente un palier avant de décroître à nouveau. Pour des vitesses de 5 à 6 m/s, on se trouve en plein sur le palier et la valeur de A est alors de 0,66. A partir de ce coefficient, nous avons établi des tables psychrométriques au 1/5° C pour $T_s - T_h$ variant de 0° C à 25° C et T_h variant de 5° C à 50° C, la pression atmosphérique étant supposée égale à 1000 mb (*).

D) L'influence de la pression atmosphérique

Toutes les tables, ainsi que les règles à calcul, sont établies pour une pression de 1000 mb. Si la pression atmosphérique réelle est :

$$P = 1000 - \Delta P \text{ mb} \tag{7-II}$$

la correction à apporter à U est de :

$$\Delta U = 100 \frac{0{,}66\,\Delta P}{1\,000} \left[\frac{(T_s - T_h)}{e_w\,(T_s)}\right] \tag{8-II}$$

Nous avons établi un abaque donnant ΔU pour $\Delta P = 10$ mb en fonction de T_s et $T_s - T_h$. Il suffira donc, pour corriger les U d'ajouter la correction donnée par l'abaque, multipliée par $\frac{\Delta P}{10}$. Notons que la correction est positive pour les pressions inférieures à 1000 mb, ce qui est généralement le cas.

La correction de pression pour 10 mb est en général assez faible, et dans les zones tropicales on peut se contenter, pour P, d'une valeur moyenne approchée. En effet, tout au moins pour l'Afrique de l'Ouest, les écarts entre les plus fortes et les plus faibles pressions observées à une même station sont rarement supérieurs à 14 mb. D'autre part, les valeurs moyennes sont pratiquement fonction de l'altitude de la station. Les points que nous avons tirés des observa-

(*) On trouvera en annexe la table de tension de vapeur saturante, nos tables psychrométriques et l'abaque de correction de pression.

tions faites à toutes les stations de l'ex-A.O.F., de l'ex-A.E.F. et du Cameroun, permettent de tracer une courbe parfaitement régulière. On peut utiliser cette courbe pour la détermination de ΔP sans risquer d'erreurs sensibles (fig. 47).

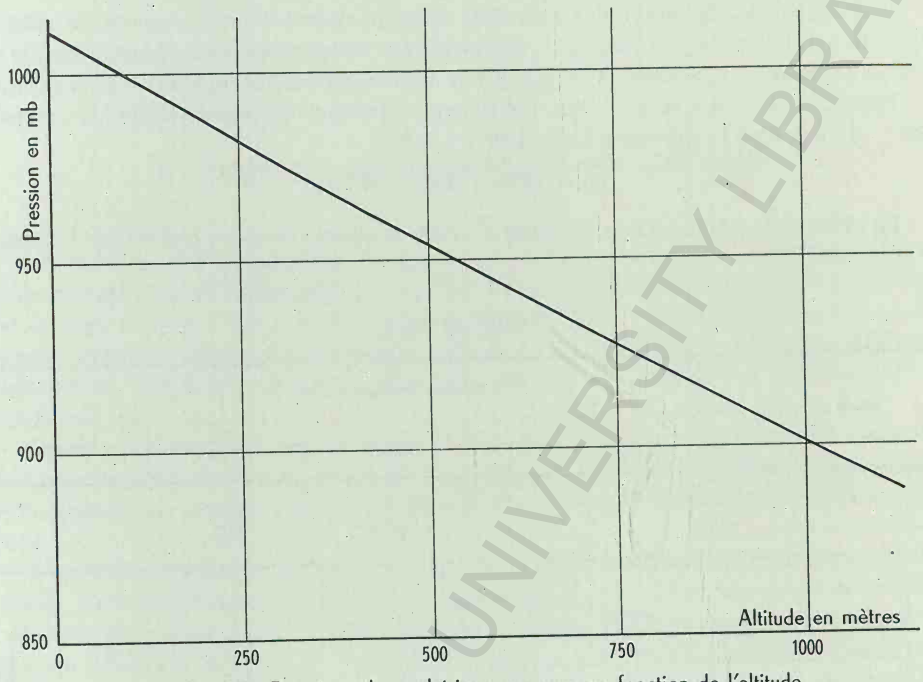


Fig 47 - Pression athmosphérique moyenne en fonction de l'altitude
(Dispersion annuelle : ± 6 mb)

E) Dépouillement des observations

Dans nos stations d'évaporation, les mesures d'humidité sont faites suivant le même programme que pour les températures.

Nous nous proposons de calculer l'humidité relative journalière moyenne, du 1er septembre 1957 à 19 h au 2 septembre à 19 h, à la station météorologique de Madina Tokosséré. Le tableau d'observations de ce mois donne, pour les relevés psychrométriques (effectués avec un psychromètre à aspiration) :

TABLEAU XXI

Dates	7 h		11 h		15 h		19 h		22 h	
	T_s	T_h	T_s	T_h	T_s	T_h	T_s	T_h	T_s	T_h
1							21,4	21,0	18,7	18,2
2	17,6	17,4	23,8	20,4	24,4	20,2	19,5	18,6		

BCU IASI CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Calcul de U à 15 h : $T_h = 20{,}2$

$$T_s - T_h = 4{,}2$$

Les tables établies pour 1000 mb donnent U = 68,3.

L'altitude de la station est d'environ 1000 m, ce qui donne, d'après la courbe de pression en fonction de l'altitude (valable pour l'Afrique Noire), une pression atmosphérique de 900 mb environ. D'où $\Delta P = -100$ mb. ΔP étant négative, la correction d'humidité relative sera positive.

Pour $T_s - T_h = 4{,}2$ et $T_h = 20{,}2$, l'abaque de correction de pression donne $\Delta U = 0{,}09$ % pour — 10 mb, d'où la correction à effectuer : + 0,9 %

$$U = 68{,}3 + 0{,}9 = 69{,}2\ \%$$

En opérant de même pour les différentes heures d'observations, on obtient sur le tableau de dépouillement :

TABLEAU XXII

Dates	Humidité Symbole U (en %)				
	7 h	11 h	15 h	19 h	22 h
1.....	98,2	74,5	69,2	96,7	95,6
2.....				92,3	

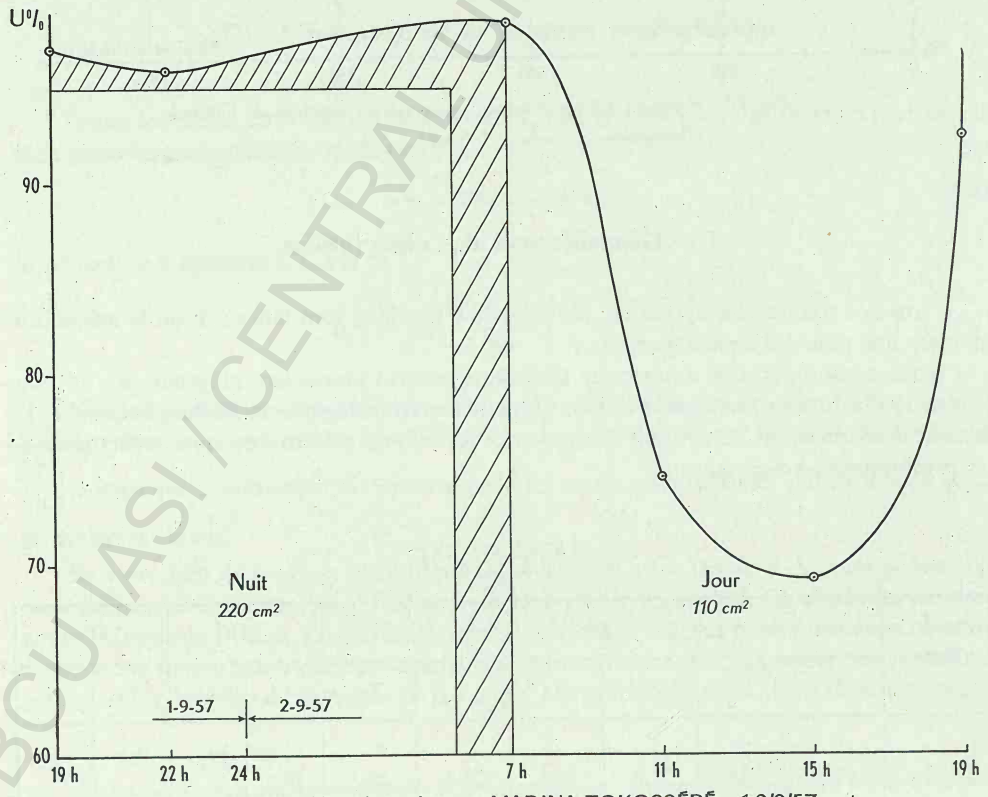


Fig 48 - Humidité relative à MADINA-TOKOSSÉRÉ - 1.2/9/57

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Les points correspondants sont reportés sur le graphique de la figure 48, qui a été divisé en deux plages. Pour la plage de nuit, on obtient, par planimétrage, une ordonnée moyenne de 18,35 cm; d'où une humidité moyenne de nuit de 96,7 %. Pour la plage de jour, l'ordonnée moyenne de la courbe est de 9,20 cm, ce qui correspond à une humidité moyenne de jour de 78,4 %.

L'humidité moyenne pour les 24 h est de 87,6 %.

3. MESURE DU RAYONNEMENT SOLAIRE

Lorsqu'on parle de rayonnement solaire, on est tenté de considérer d'abord ce qui se passe aux confins extrêmes de l'atmosphère, avant que ce rayonnement ait été affaibli par son passage à travers les couches d'air. L'intensité de ce rayonnemment, qu'on appelle le *flux extra-terrestre d'énergie solaire* (ou *constante solaire*), a été évaluée par différentes méthodes (Smithsonian Institution, Nicolet, Johnson); on admet actuellement une valeur de 2,00 cal/cm².mn.

Le rayonnement solaire parvenant au sol sur une surface horizontale est appelé : rayonnement solaire global. C'est de la mesure de ce dernier que nous parlerons dans ce qui suit. Il est composé dans sa presque totalité de radiations dont les longueurs d'ondes sont comprises entre 0,3 et 3 μ.

Une surface horizontale placée au niveau du sol reçoit d'autres radiations que les radiations solaires, mais leurs longueurs d'ondes sont d'un autre ordre (5 à 50 μ). Ce sont les ondes infrarouges d'origine purement thermique; nous en reparlerons à propos du bilan thermique. Les appareils destinés à la mesure du rayonnement global sont insensibles au rayonnement thermique : on peut le regretter pour certaines applications, en particulier pour l'évaporation.

A) Piles thermo-électriques (ou thermopiles)

Nous décrirons brièvement ces appareils dont il est fait grand usage dans la mesure du rayonnement solaire, ou actinométrie.

Les *thermopiles* sont constituées par des couples thermo-électriques disposés en série. On sait que de tels couples comportent deux soudures et développent, lorsque l'une d'elles est chauffée, une force électromotrice qui est fonction de la différence de température entre les deux soudures. La conversion du rayonnement incident en chaleur est obtenue au moyen d'un corps noir.

Les thermopiles du type Moll sont les plus utilisées en Europe. Elles sont constituées par 14 couples thermo-électriques (lamelles de 0,005 mm d'épaisseur, 10 mm de long et 1 mm de large, moitié en manganine, moitié en constantan). Les soudures chaudes sont disposées suivant une ligne médiane et les soudures froides se trouvent sur les bords, en contact thermique mais non électrique avec un plateau de base en cuivre de capacité calorifique relativement grande. L'ensemble des lamelles est recouvert d'une matière absorbante (vernis ou noir de fumée). La surface de la partie absorbante doit être rigoureusement plane, ce qui est très difficile à réaliser en pratique (fig. 49).

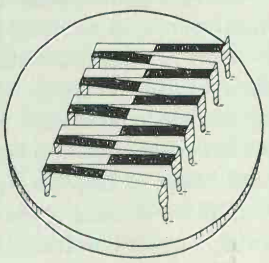


Fig 49 - Pile thermoélectrique de MOLL

La thermopile de Volochine est également constituée de lamelles de métaux alternés en manganine — constantan ou nickel-chrome (épaisseur : 0,015 mm, 0,1 à 0,3 mm de largeur, moins de 10 mm de longueur), mais les lamelles sont accolées verticalement (fig. 50). La surface réceptrice est constituée par un disque de cuivre ou d'argent noirci, appliqué sur les soudures chaudes dont il est isolé électriquement par une fine couche de laque. Il est ainsi plus facile d'assurer une planéité parfaite du récepteur que dans la pile de Moll. Le noircissement du disque se fait par condensation sous vide de vapeur de métal, procédé qui permet d'obrenir une couche noire de moins de 0,01 mm, inaltérable et de pouvoir absorbant élevé. En outre, la disposition des lamelles permet une plus grande densité des points de soudure sous la surface réceptrice, donc une meilleure sensibilité que la pile de Moll.

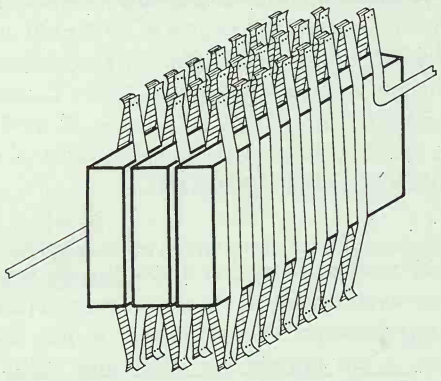


Fig 50 - Pile thermoélectrique de VOLOCHINE

B) Pyrhéliomètres

La mesure absolue de l'énergie solaire consiste à transformer en chaleur, dans un calorimètre, le rayonnement intercepté par un tube pointé sur le soleil. La transformation se fait au moyen d'un corps noir. Ce genre de mesure est extrêmement délicat, comme toutes les mesures calorimétriques.

Les étalons utilisés en pratique sont des *pyrhéliomètres à compensation.* Le principe de ces appareils est le suivant. Un tube dirigé vers le soleil intercepte le rayonnement solaire et protège la partie sensible contre les rayonnements parasites. Un volet noir, pouvant prendre deux positions, permet de diriger le rayonnement sur l'une ou l'autre de deux lamelles noires absorbantes. Au cours de la mesure, l'une des lamelles étant soumise au rayonnement, l'autre est chauffée électriquement par une source à puissance variable mais connue. On fait varier cette puissance jusqu'à ce que, en état d'équilibre thermique de l'ensemble, les températures des deux lamelles soient les mêmes. La puissance utilisée pour chauffer la lamelle non soumise au rayonnement mesure la puissance de ce rayonnement absorbé par l'autre lamelle. On fait ensuite une nouvelle mesure en inversant les lamelles au moyen du volet.

Quelque perfectionnés que soient les pyrhéliomètres, ils ne sont pas absolument dépourvus de défauts. Ceci a conduit à l'établissement d'échelles pyrhéliométriques qui ne coïncidaient pas toujours. C'est ainsi que les étalons absolus les plus connus, celui d'Uppsala (pyrhéliomètre d'Angström) et celui de la Smithsonian Institution (pyrhéliomètre d'Abbot), différaient en laboratoire de 0,75 %; dans la

Photo Météorologie Nationale

détails des éléments sensibles

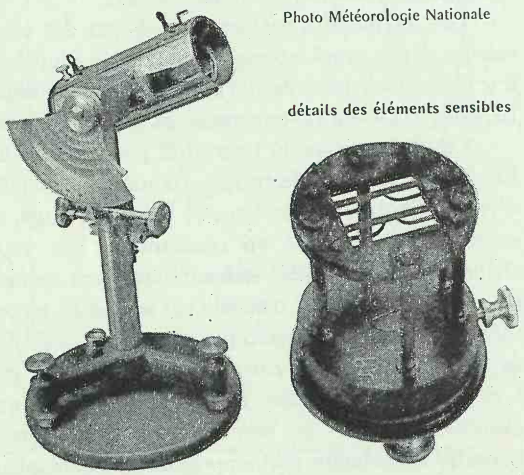


Fig. 51. Pyrhéliomètre d'Angström (A. Lindblad Stockolm)

nature (étalonnage direct sur le soleil), l'écart entre ces deux étalons variait de 0 à 3,5 %. Des corrections instrumentales ultérieures ont permis, en 1956, l'adoption d'une échelle pyrhéliométrique internationale (I P S 56), dont l'exactitude est d'au moins 0,5 %.

On construit également des pyrhéliomètres dans lesquels l'élément sensible est une thermopile. Mais pour cette application particulière, on monte en réalité deux thermopiles en opposition, dont l'une, abritée du rayonnement, sert d'élément compensateur.

C) Pyranomètres à thermopiles

Tandis que le pyrhéliomètre, braqué sur le soleil, découpe un tube de courant dans le champ du rayonnement solaire, le *pyranomètre* reçoit en principe la totalité du rayonnement solaire incident sur une surface horizontale au niveau du sol. Tous les pyramonètres devraient donc comporter une surface absorbante plane et horizontale.

Dans les pyranomètres à thermopiles, la surface sensible est une thermopile, (Moll, Volochine ou autre) encastrée dans un support métallique muni d'un niveau à bulle. La surface réceptrice noire est protégée par deux coupelles en verre concentriques, parfaitement hémisphériques, travaillées optiquement, dont le but est d'éviter la détérioration de cette surface, d'empêcher son refroidissement par le vent et d'obtenir une température homogène. Il est à signaler que ces coupelles absorbent intégralement le rayonnement thermique.

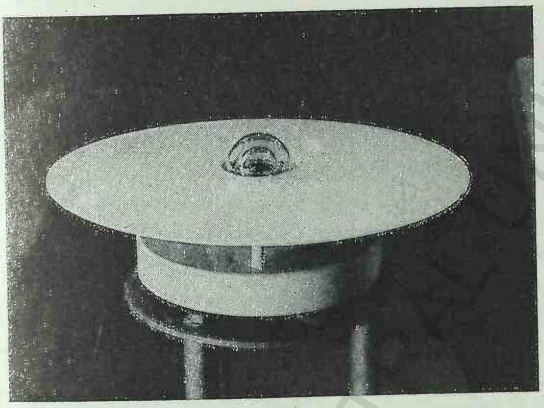


Photo Météorologie Nationale

Récepteur Type G 18

Millivoltmètre enregistreur BRION-LEROUX. Résistance intérieure : 150 ohms. Déviation totale : 100 µA.

Fig. 52. Pyranomètre à pile Moll (Kipp et Zouen - Delft)

Le pyranomètre le plus utilisé en Europe et en Afrique est du type Moll — Gorczynski, fabriqué par Kipp (Delft, Hollande). La thermopile Moll est montée dans un support en fonte, protégée par des coupelles de 26 et 46 mm de diamètre et de 2 mm d'épaisseur. L'asséchement de l'enceinte comprise entre la surface réceptrice et la petite coupelle est assuré par du silicagel contenu dans un récipient annexe communiquant par un tube avec l'intérieur de l'enceinte. Le corps de l'appareil est protégé du rayonnement solaire direct par un plateau blanc entourant les coupelles.

L'institut Royal météorologique de Belgique utilise un pyranomètre équipé d'une pile

Volochine. Le corps de l'appareil est en laiton; il est protégé du rayonnement solaire direct par un écran tronconique blanc étudié pour supprimer le rayonnement oblique parasite vers la pile.

Aux U.S.A., les laboratoires Eppley fabriquent un pyranomètre dans lequel la thermopile, formée de 10 ou 50 thermocouples en fils minces ($\varnothing$ = 0,4 mm) de platine-rhodium (90-10 %) et or-palladium (60-40 %), est montée sous deux anneaux récepteurs en argent de 0,25 mm d'épaisseur. L'anneau intérieur, noirci au noir de fumée, est en contact thermique (isolé électriquement) avec les soudures chaudes; l'anneau extérieur est recouvert de magnésie et relié thermiquement avec les soudures froides. L'ensemble est enfermé dans une ampoule de verre sphérique de 76 cm, de diamètre, remplie d'air sec.

A la sortie de la thermopile, la force électromotrice continue engendrée par la différence de température entre soudures chaudes et soudures froides est dirigée soit sur un galvanomètre enregistreur sensible, soit sur un dispositif potentiométrique. Dans ce dernier cas, on lui oppose une tension continue variable mais connue entraînant l'équilibre du pont dont le zéro est contrôlé soit par un galvanomètre ultra-sensible pour la lecture directe, soit par un vibreur qui transforme en tension alternative la tension différentielle continue. Cette tension peut alors être facilement amplifiée et actionner un moteur qui agit sur la prise mobile du potentiomètre jusqu'à annuler la tension différentielle. Cette prise est liée à une plume qui inscrit par pointage sa position sur un diagramme. Le déplacement de la plume est très sensiblement linéaire par rapport à l'intensité du rayonnement incident.

L'enregistrement continu du rayonnement solaire est assez fastidieux à dépouiller. Lorsqu'on s'intéresse au rayonnement global moyen sur une période quelconque, il faut intégrer par planimétrage la courbe obtenue. Cette opération peut être simplifiée si l'on dispose un intégrateur à la sortie de la chaîne d'amplification. De tels appareils existent, d'autres sont en cours de mise au point; la lecture de l'énergie cumulée se fait directement sur un compteur.

D) Pyranomètre à bilames

Il se compose essentiellement de deux bilames identiques, à la couleur près, montées en séries mais travaillant en sens inverse (fig. 53), l'une des bilames est noire, l'autre blanche. Le rayonnement incident échauffe la branche noire et accentue sa courbure, sans modifier sensiblement la température de la branche blanche. D'autre part, les variations de la température de l'air, agissant aussi bien sur chacune des bilames, ne provoquent aucun déplacement de l'extrémité de l'ensemble. Cette extrémité porte une plume inscrivant sur un diagramme une courbe dont les ordonnées sont fonction de l'intensité de la radiation.

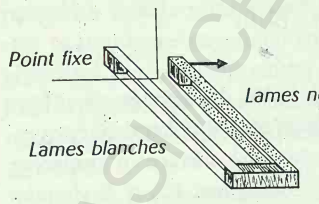


Fig 53 - Principe du pyranomètre à bilame

L'appareil doit être étalonné avec un pyrhéliomètre. Ses principaux inconvénients sont de n'être pas fidèle et de donner un déplacement non linéaire en fonction du rayonnement.

E) Pyranomètres totalisateurs à distillation

Le principe de l'appareil est d'utiliser la achleur développée au sein du récepteur pour la distillation d'un liquide. La quantité de liquide distillé est en principe proportionnelle à l'énergie globale du rayonnement solaire durant la période de référence choisie.

Le plus connu et le plus utilisé de ces appareils est le pyranomètre de Bellani (Gunn-

Bellani) dans lequel le récepteur est constitué par une sphère noircie contenant l'alcool à distiller. Cette forme le rend peu apte à mesurer le rayonnement global tel qu'il est habituellement défini. De plus, il ne comporte pas de système compensateur pour la part de la distillation due à la température ambiante. Cet appareil peut rendre des services, mais ne doit pas être utilisé pour l'établissement d'un bilan thermique.

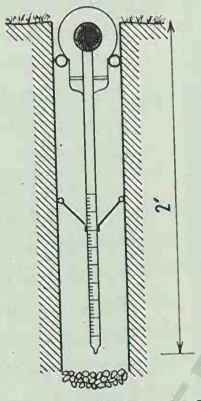


Fig 54 - Pyranomètre à distillation de GUNN-BELLANI

L'*actinomètre* Borrel, inspiré du Gunn-Bellani, réalise une nette amélioration de ce dernier appareil. Le récepteur est constitué par une pastille noire (noir de fumée) protégée par deux coupelles concentriques, comme pour les thermopiles.

La chaleur développée dans le récepteur sous l'influence du rayonnement solaire est transmise à un réservoir contenant de l'hexane sous vide. La transmission est assurée par d'excellents contacts thermiques : le réservoir est entouré d'une feuille d'aluminium pur. L'hexane s'évapore dans le réservoir, la vapeur pénètre dans un tube central arasé à une hauteur supérieure au niveau maximal du liquide, et se condense dans le tube à l'extérieur de l'appareil.

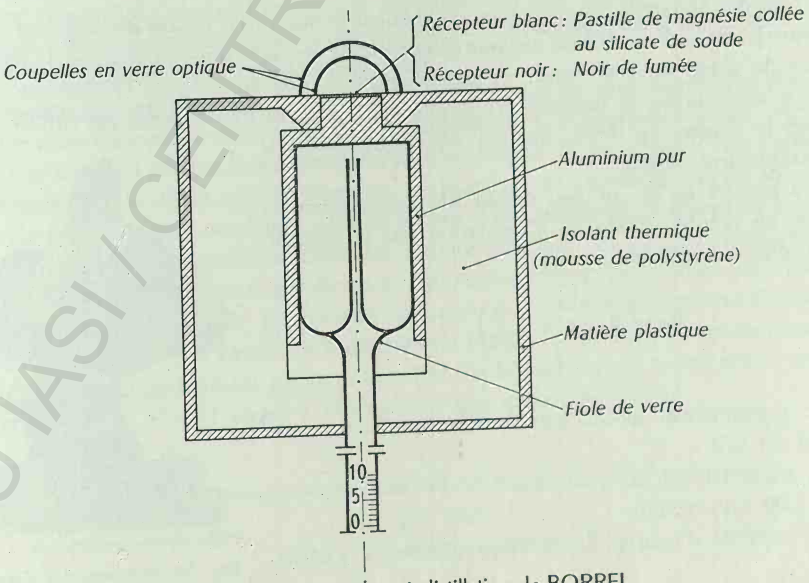


Fig 55 - Schéma du pyranomètre à distillation de BORREL

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

L'ensemble décrit ci-dessus est thermiquement isolé de l'atmosphère, sauf la partie du tube central dans laquelle doit se faire la condensation. Des écrans judicieusement disposés protègent le corps de l'appareil du rayonnement solaire direct. Malgré toutes ces précautions, l'influence de la température extérieure est loin d'être négligeable et participe également à la distillation de l'hexane. Il faut donc disposer un système compensateur qui est fourni par un appareil exactement semblable au premier mais portant comme surface réceptrice une pastille blanche non absorbante. La différence de lecture entre les deux appareils est donc proportionnelle au rayonnement global seul.

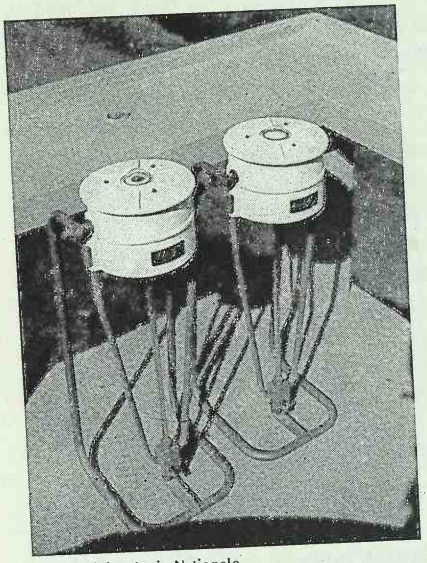


Photo Météorologie Nationale

Fig. 56. Pyranomètre totalisateur "Borrel", modèle ONM construit par H. Morin (à droite, élément compensateur à pastille blanche)

Les pyranomètres à distillation sont séduisants pour l'hydrologue : ils sont simples, relativement peu coûteux, maniables, et présentent l'énorme avantage d'intégrer directement le rayonnement solaire sur une durée, par exemple, d'une journée. Malheureusement, les essais ont été moins satisfaisants qu'on pouvait l'espérer, même pour le Borrel; il se trouve que ce dernier appareil répond mal aux apports d'énergie inférieurs à 100 cal/cm^2 j ou supérieurs à 800 cal/cm^2 j. Néanmoins, cet actinomètre peut, dans cet intervalle, rendre des services, notamment pour les climats équatoriaux.

L'étalonnage des pyranomètres à distillation se fait en général à partir de pyranomètres à thermopile.

F) Héliographes

Ce sont des appareils qui mesurent simplement le nombre d'heures d'insolation au cours d'une journée. Ils sont constitués par une sphère pleine en verre optique, chargée de concentrer les rayons du soleil sur une bande de papier graduée convenablement courbée et orientée. Lorsque le soleil brille, la température développée au foyer de l'appareil est suffisante pour carboniser le papier. Le dépouillement des diagrammes est donc extrêmement simple.

On a montré qu'en un lieu donné le rayonnement au sol est lié au nombre d'heures d'insolation par la relation suivante, dite d'Angström :

$$R_G = R_A \left(a + b \frac{n}{N}\right) \qquad (9\text{-II})$$

où :

R_G : rayonnement global (sur une surface horizontale au niveau du sol);

R_A : rayonnement extra-terrestre (environ 2,00 cal/cm^2.mn);

n : nombre d'heures d'insolation observé à l'héliographe;

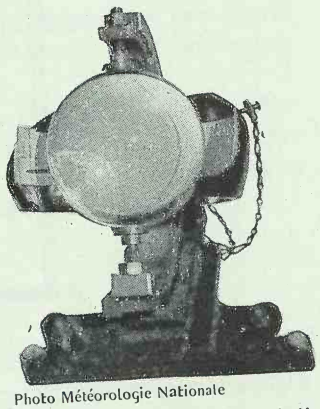


Photo Météorologie Nationale

Fig. 57. Héliographe Campbell-Stokes. Type MK III C

BCU IASI CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

N : nombre maximal possible d'heures d'ensoleillement, compte tenu de la position géographique (latitude) et de la date (*);

a et b sont des paramètres d'ajustement.

Le rapport $\frac{R_G}{R_A}$ varie avec la latitude, comme il fallait s'y attendre. Glover et Mac Cullock ont trouvé, en étudiant les données mondiales disponibles en 1958, la relation suivante, valable selon eux entre 0 et 60° de latitude :

$$\frac{R_G}{R_A} = 0{,}29 \cos \lambda + 0{,}52 \frac{n}{N} \qquad (10\text{-II})$$

λ étant, en degrés, la latitude de la station.

Il est toutefois recommandé, chaque fois que l'on aura l'intention d'installer un réseau d'héliographes, de déterminer sur place les paramètres de la formule d'Angström, une fois au moins dans chaque région géographique du pays considéré. L'étalonnage pourra se faire dans une station principale équipée d'un pyranomètre.

Tous les appareils que nous venons de décrire sont sensibles uniquement aux courtes longueurs d'ondes (0,3 à 3 μ). Les appareils destinés à la mesure des rayonnements à grandes longueurs d'ondes, *pyrgéomètres*, sont d'une utilisation beaucoup plus délicate. Il existe heureusement, pour ce genre de radiations, d'autres moyens d'approche basés sur le calcul.

4. MESURE DU VENT

Suivant les problèmes posés, il existe différentes façons de mesurer le vent. Les renseignements les plus complets sont obtenus au moyen d'un anémomètre enregistreur des vitesses instantanées, doublé d'une girouette enregistreuse. Outre que ces appareils sont coûteux, délicats, et exigent une source d'énergie, le dépouillement des bandes est extrêmement long et fastidieux : ils ne seront donc utilisés que pour des études statistiques spéciales (par exemple en vue de l'installation d'un réseau d'éoliennes).

En hydrologie, on peut se contenter d'appareils beaucoup plus sommaires donnant la vitesse moyenne du vent pendant une période déterminée. L'anémomètre totalisateur le plus couramment employé par les hydrologues français en France ou en Afrique, comporte 4 coupelles hémisphériques de 88 mm de diamètre. Le diamètre de l'ensemble est de 566 mm. La rotation du moulinet ainsi constitué entraîne un axe qui commande un compteur par l'intermédiaire d'un train d'engrenages. Dans les anciens modèles, ce compteur comportait un cadran pour les unités, un pour les dizaines, etc. Actuellement, on n'utilise plus guère que des compteurs à lecture directe. Le système de comptage a été particulièrement étudié par les hydrologues du Service des Etudes et Recherches d'Electricité de France; les derniers perfectionnements portent notamment sur la diminution des frottements de toutes sortes provoqués par la transmission. On est arrivé à obtenir une très grande sensibilité.

(*) Récemment, des notations différentes ont été normalisées (OMM) :

G pour R_G;

G_o pour R_A;

$\frac{S}{S_o}$ pour $\frac{n}{N}$.

BCU LAUSANNE UNIVERSITY LIBRARY

Il est remarquable que les constructeurs se donnent souvent peu de mal pour assurer l'étalonnage de leurs appareils. Les essais effectués en soufflerie par le Service des Etudes et Recherches montrent que cette précaution est cependant indispensable, la distance parcourue par le vent étant fort différente de celle qui est parcourue par le centre des coupelles. D'autre part, la relation entre le nombre d'unités-compteur et la distance parcourue par le vent n'est pas tout à fait linéaire pour le type de moulinet décrit ci-dessus; l'équation de la courbe de tarage ajustée par la méthode des moindres carrés aux résultats des essais est $y = \frac{2}{3}x^{1,17}$, y désignant le nombre d'unités-compteur et x la distance en kilomètres parcourue par le vent. En pratique, on utilise deux droites : $y = 2{,}55\,x - 320$ pour $V \leqslant 5$ m/s et $y = 2x - 70$ pour $V > 5$ m/s. Pour calculer la vitesse moyenne quotidienne, on utilise les relations suivantes (U désignant le nombre d'unités-compteur enregistré au cours de la journée) :

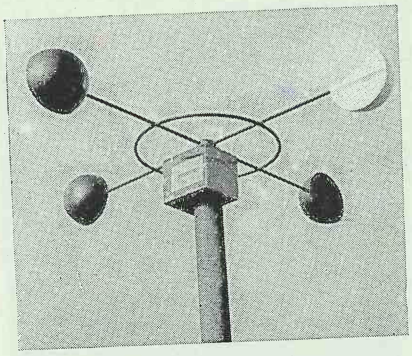


Photo Chaton

Fig. 58. Anémomètre totalisateur

$V > 5$ m/s vitesse moyenne quotidienne en mètres par seconde $\dfrac{U + 320}{2{,}55 \times 86{,}4}$

$V \leqslant 5$ m/s vitesse moyenne quotidienne en mètres par seconde $\dfrac{U + 70}{2 \times 86{,}4}$

5. MESURE DE L'ÉVAPORATION

A) Les atmomètres

Ces appareils sont destinés à mesurer le pouvoir évaporateur de l'air ou *évaporation latente* définie comme l'évaporation maximale d'une surface saturée, plane, horizontale, noire, exposée aux conditions météorologiques de l'énergie solaire et céleste, du vent, de la température et de la pression de vapeur telles qu'elles existent dans le milieu écologique végétal ou animal étudié. L'intérêt de cette notion est surtout de définir un standard purement climatique de l'évaporation, indépendant de la nature du réservoir évaporant.

Un *atmomètre* parfait devrait donc répondre aux conditions suivantes :

— Ne présenter aucune inertie thermique;
— Évaporer à travers une surface plate, horizontale et noire;
— Ne modifier en rien le champ des vitesses du vent naturel;
— Ne pas affecter la tension de vapeur dans l'atmosphère avec lequel la surface évaporante est en contact.

Il semble qu'actuellement, l'atmomètre répondant le mieux à ces conditions est celui de Bellani à surface noire, que l'on a coutume d'appeler *black Bellani*. Cet appareil est composé essentiellement d'un plateau de porcelaine poreux et noir de 7,5 cm de diamètre

BCU LAUSANNE CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

surmontant une cuvette en porcelaine imperméable. L'humidité du plateau est entretenue par l'eau contenue dans un réservoir qui est gradué et sert en même temps à la mesure de la quantité d'eau évaporée. La surface évaporante est placée au soleil, horizontalement. Une valve empêche l'eau provenant de la rosée ou de la pluie d'entrer dans l'appareil à travers la surface poreuse.

Le *black* Bellani est suffisamment petit pour que la température de l'ensemble suive d'assez près les fluctuations de la température de l'air. Le plateau, sans rebord, est bien exposé au vent. Enfin, les dimensions réduites de la surface évaporante ne permettent pas une modification sensible du taux d'humidité dans l'atmosphère au contact.

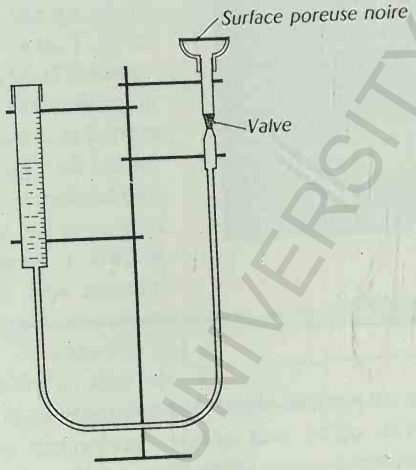


Fig 59 - Atmomètre "BLACK BELLANI"

Nous signalerons également, parmi les *atmomètres* ou *évaporimètres* encore en usage :

— Le Piche, à disque de papier. Très utilisé dans les abris météorologiques, il ne répond que très imparfaitement aux conditions exigées d'un atmomètre;

— L'évaporimètre de Livingstone dans lequel les parties évaporantes sont des coupes poreuses sphériques, noires ou blanches;

— L'évaporimètre de Wright, cuve de 5 pouces de diamètre, abrité de la pluie par une plaque de métal et comportant un écran protecteur contre les oiseaux, les feuilles, etc.;

— L'évaporimètre de Summerland, cuve de 10 pouces comportant un réservoir et un flotteur qui permet de maintenir un niveau constant.

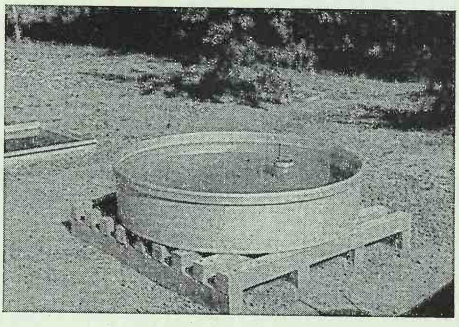
B) Les bacs évaporatoires

Alors que, avec les atmomètres, on cherche à éliminer le plus possible les effets d'inertie thermique afin de mesurer une caractéristique purement climatique éliminant l'influence du réservoir, les bacs évaporatoires ont pour but de se rapprocher le plus possible des conditions présidant à l'évaporation provenant des étendues d'eau naturelles. Il faut donc, contrairement à ce qui se passe pour les atmomètres, augmenter le plus possible l'inertie thermique, étant bien entendu qu'on ne parviendra jamais à atteindre l'inertie d'un grand réservoir naturel.

RCU IASWC CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Il faudrait également que l'état d'humidité de l'atmosphère au contact soit modifié de la même manière que dans la nature, que l'effet du vent soit respecté, etc. Autrement dit, plus le réservoir expérimental sera vaste, mieux les conditions d'équivalence seront remplies.

En pratique, on sent bien que des limites seront imposées par l'économie de l'installation et que ces limites seront encore très éloignées des conditions requises pour l'équivalence avec le phénomène naturel. Il est donc nécessaire, pour les applications pratiques, de déterminer des coefficients permettant le passage des résultats sur bac à l'estimation de l'évaporation des étendues d'eau naturelles. Nous en parlerons au paragraphe C.



Cliché P. Touchebeuf

Fig. 60. Bac de classe A
(Station évaporimétrique de l'ORSTOM à Fort-Lamy)

Le bac actuellement le plus employé de par le monde est celui du *Weather Bureau* dit *de Classe A*. C'est un bac circulaire de 4 pieds (121,92 cm) de diamètre et de 10 pouces de profondeur (25,4 cm). L'eau doit affleurer entre 2 et 3 pouces (5,08 cm et 7,62 cm) du rebord de l'appareil. Celui-ci est installé sur un plancher, le fond étant à 6 pouces (15,24 cm au-dessus du sol et la terre est remblayée jusqu'à 1 pouce en-dessous du fond. Les mesures sont effectuées dans un puits de mesure au moyen d'une vis micrométrique. L'extension du réseau des bacs de classe A est telle qu'on est bien obligé de s'y référer, bien qu'un tel appareil, qu'on pourrait plutôt considérer comme un mauvais atmomètre, réponde assez mal aux enseignements qu'on veut en tirer : profondeur insuffisante, inertie thermique trop grande pour un atmomètre, trop faible pour un bac, etc.

Nous préférerions infiniment que le bac *Colorado* ait été retenu comme étalon. Ce bac, de 3 pieds carrés (0,925 m de côté, 0,855 m² de section), d'une profondeur de 1 1/2 à 3 pieds (45,72 à 91,44 cm) est enterré de telle façon que le rebord soit à 4 pouces (10,16 cm) au-dessus du sol. L'eau affleure sensiblement au niveau du sol.

C'est une version à peine modifiée du Colorado qui a été adoptée par le Service Hydrologique de l'Orstom : bac de 1 m² sur 60 cm de profondeur. Il est enterré de telle façon que le niveau de l'eau et celui du sol soient à 10 cm du rebord. Il est peint en gris neutre mat. Les mesures sont volumétriques : une pointe fixe retournée, soit soudée dans un angle à l'abri d'une plaque formant pan coupé, soit fixée sur une traverse étroite fixée aux rebords, est calée au niveau normal de l'eau (10 cm sous le rebord).

Pour mesurer la hauteur d'eau évaporée depuis la mesure précédente, on verse un volume d'eau connu jusqu'à l'affleurement de la pointe : un litre d'eau représente 1 mm d'évaporation. Dans la plupart des stations, l'adjonction d'eau se fait par nombre entier de litres jusqu'à disparition de la pointe. Le procédé n'est pas très précis pour l'évaporation journalière : il est largement suffisant pour l'évaporation mensuelle et tellement plus simple qu'une mesure exacte.

Lorsqu'il a plu entre deux mesures consécutives et que la hauteur de pluie a été supérieure à la hauteur évaporée, on enlève du bac un nombre entier de litres jusqu'à apparition de la pointe. L'évaluation de la hauteur de précipitation se fait soit au moyen d'un bac identique au bac évaporatoire et installé à proximité dans les mêmes conditions mais dans lequel l'eau est recouverte d'une couche d'huile empêchant l'évaporation, soit au moyen d'un *pluviomètre au sol* installé dans une fosse à côté du bac évaporatoire, sa collerette étant calée au niveau du rebord, et relevé immédiatement après chaque averse.

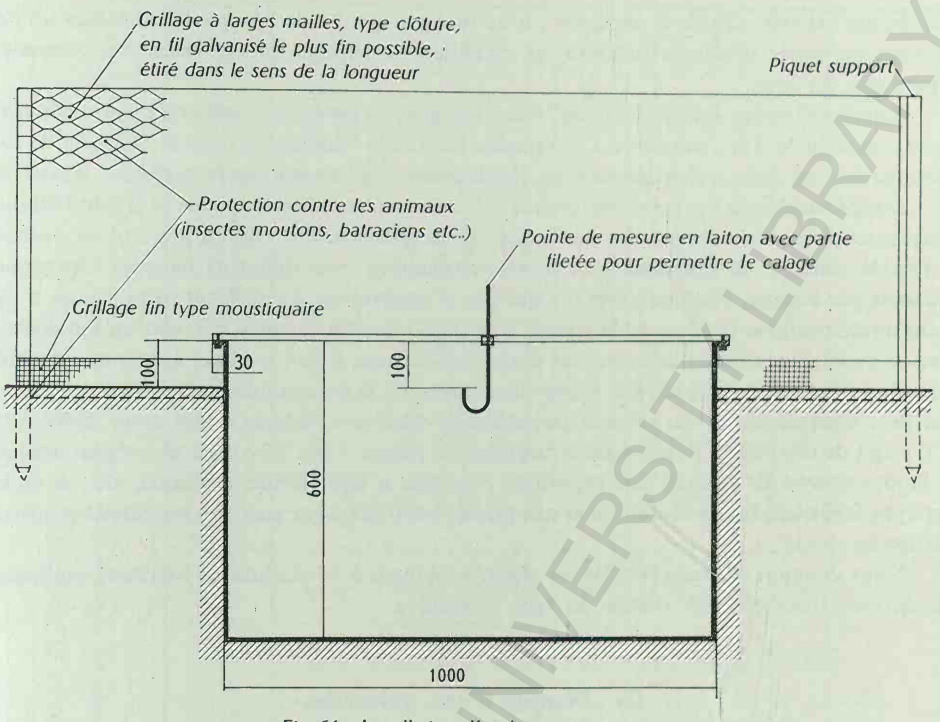


Fig 61 - Installation d'un bac enterré

Enfin, nous avons à l'étude un bac enregistreur à niveau constant entièrement automatique fonctionnant aussi bien en évaporation qu'en précipitation (type Rochette).

Bien que les appareils décrits ci-dessus soient d'un emploi de plus en plus généralisé, il existe d'autres appareils en fonctionnement pour le compte de différents services. Nous citerons en particulier :

— Celui des Ingénieurs Agronomes de Californie : 2,45 pieds au carré (0,745 × 0,745 = 0,555 m²), 8 pouces de profondeur (20,32 cm), installé au-dessous du sol, dont les parois sont isolées thermiquement par une couche de Colotex de 0,5 pouces d'épaisseur (1,27 cm). Les Ingénieurs Agronomes des U.S.A. utilisent un bac circulaire de 6 pieds (182, 88 cm) de diamètre, de 3 pieds (91,44 cm) de profondeur, enterré;

— Toujours aux U.S.A., le Service des Plans Industriels utilise un bac identique à celui des Ingénieurs Agronomes, mais de 2 pieds (60,96 cm) de profondeur;

— Au Canada, l'Experimental Farms Services équipe ses stations d'un bac circulaire de 4 pieds de diamètre et de 2 pieds de profondeur. Ce bac est enterré, le rebord étant à 2 pouces au-dessus du sol.

Quel que soit le type du bac utilisé, il y a lieu de le protéger contre les insectes, les batraciens, les animaux fouineurs, les animaux sauvages ou domestiques susceptibles de boire une quantité importante de l'eau, des oiseaux, etc. Dans certaines régions, ce problème de

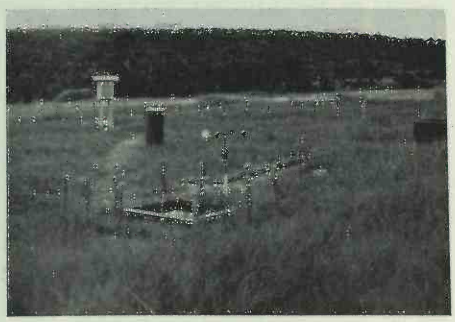


Photo Chartier

Fig. 62. Station d'évaporation de l'ORSTOM

FU'S CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

protection est très difficile à résoudre : il ne faut pas perdre de vue que les systèmes utilisés doivent perturber le moins possible les conditions naturelles et, en particulier, respecter l'influence du vent.

Signalons enfin l'utilisation de bacs *flottants*, c'est-à-dire immergés partiellement dans une étendue d'eau naturelle. Ce dispositif serait très souhaitable mais la difficulté de son exploitation est telle qu'en général on l'abandonne rapidement après quelques tentatives.

L'implantation du bac a une très grande influence sur les résultats obtenus et il faut l'étudier soigneusement suivant l'utilisation envisagée de ces résultats. S'il s'agit d'une station destinée à l'étude générale du phénomène et de ses corrélations avec différents facteurs climatiques mesurés par ailleurs, l'implantation n'a que peu d'importance, à condition de ne pas se situer dans un microclimat extrême de la région. S'il s'agit d'études en vue d'une application directe, par exemple : évaporation de la retenue d'un futur barrage, il faut se placer autant que possible dans la vallée qui sera inondée et à une cote voisine de la cote nominale de la future retenue. En fait, dans ce cas-ci, on dispose généralement plusieurs stations à des cotes différentes. S'il s'agit de déterminer l'évaporation moyenne sur nappe d'eau libre dans une région donnée, il faudra essayer de trouver une exposition moyenne à une altitude moyenne, etc., et ce ne sera pas facile, car seules l'intuition et une grande habitude de ce genre de problèmes pourront guider le choix.

Nous donnons (tableau XXIII) les résultats obtenus à 37 stations de l'Orstom exploitées en Afrique (bacs enterrés voisins du type Colorado).

C) Nappes d'eau naturelles

L'étude directe des nappes d'eau naturelles est délicate. Elle est pourtant indispensable si l'on veut obtenir des coefficients permettant de passer de l'évaporation mesurée sur les bacs à celle des réservoirs naturels.

Le problème ne peut être abordé qu'en établissant le bilan hydrologique complet du lac ou de la retenue étudiée. Les termes de ce bilan, effectué sur une période de durée déterminée, sont :

— le volume d'eau reçu par le réservoir : V*a*;

— le volume évacué par l'exutoire : V*e*;

— les pertes par infiltration : V_I;

— les apports dus aux précipitations tombées directement sur la retenue durant la période : V_P;

— le stockage ou le déstockage subi par la retenue durant la période. On le désignera par V*s* en lui attribuant une valeur négative en cas de déstockage.

Si l'on désigne par E le volume d'eau évaporé, l'équation du bilan donne :

$$E = Va + V_P - Ve - V_I - Vs \qquad (11\text{-II})$$

L'évaporation apparaît donc comme la différence entre les termes $Va + V_P$ et $Ve + V_I + Vs$. Tout le succès de l'opération dépend de l'importance de E devant le terme $Va + V_P$ et de la précision avec laquelle on peut évaluer les termes figurant au second membre de l'équation.

V_P, V*e* et V*s* peuvent, en général, si les mesures sont bien menées, être estimés avec une bonne approximation. Pour le terme V*a*, tout dépend de la manière dont se fait l'alimentation du réservoir par son bassin propre : un réseau hydrographique peu dense est favorable; si les apports propres du bassin sont faibles devant E, une estimation sommaire suffira. Il faut évidemment, pour V*a* comme pour V*e*, que l'on puisse trouver sur le tributaire et sur le

BCU ASIC CENTRALE UNIVERSITAIRE LIBRARY

TABLEAU XXIII

Évaporation observée à 37 stations de l'ORSTOM

Moyenne mensuelle journalière en millimètres

Stations	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Hauteur totale annuelle (mm)	Années
Fada	10,1	10,8	12,5	10,6			12,2	8,8	10,6	11,2	11,5	11,1	4 106	1957 à 1959
Séloumbo (Moudjeria)							15,9	9,9	10,2	13,6				1957 à 1959
Dionaba						13,3	12,3	7,5	7,6	9,3				1958-1959
Tin Adjar	7,7	7,6	8,3	9,8	10,4	11,3	9,2	6,5	7,6	9,3	(8,7)	7,8	3 170	1956 à 1958
Bol (dune)	9,1	10,0	12,3	11,8	10,1	8,7	7,0	6,0	6,5	9,6	9,5	8,4	3 313	1956 à 1959
Bol (île)	6,3	7,4	8,9	9,0	7,5	8,4	7,6	4,8	5,3	7,2	7,3	6,2	2 611	1957 à 1959
Lac Tchad	4,3	3,6	5,9	4,7	6,2	7,0	4,7	5,5	5,2	10,5	8,8	4,6	2 285	1953 à 1956
Fort-Lamy	5,8	7,8	7,8	7,9	7,1	5,5	3,5	3,2	4,9	8,3	5,9	6,9	2 265	1956
Kokati	4,5										5,0	5,3		1959-1960
Koumbaka						9,1	5,8	4,1	4,2					1957
Felou					8,4	6,3	4,5							1952
Douguia	6,6	8,3	10,2	10,5	9,4	8,4	5,3	3,1	4,0	5,8	7,3	7,2	2 614	1954 à 1958
Bogo	8,0	8,8	10,1	10,5	10,7	6,3	4,1	2,8	4,7	5,9	7,5	7,6	2 650 (1)	1954 à 1956
Maroua	6,8	7,4	9,4	10,1	9,1	6,1	4,4	2,8	3,4	6,2	5,7	7,4	2 420	1954 à 1956
Garoua	8,5	10,6	9,5	11,5	10,1	7,3	6,8	4,6	4,4	6,2	9,2	8,9	2 970 (1)	1955 à 1956
Loulouni						6,0	5,4	3,8	4,0	5,6	5,2			1959
Kenié	7,4	8,9	9,7	10,7	9,7	7,7	4,7	3,5	4,2	5,0	6,4	6,4	2 550	1954-1955
Lai	7,2	8,3	8,5	8,9	7,4	5,0	3,3	3,5	3,7	5,6	7,0	6,4	2 270	1954 à 1957

(1) Site particulièrement exposé au vent.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

TABLEAU XXIII *(suite)*

Évaporation observée à 37 stations de l'ORSTOM

Moyenne mensuelle journalière en millimètres

Stations	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Hauteur totale annuelle (mm)	Années
Dounfing	6,7	8,2	9,7	8,3	(7,5)	(7,0)	(4,5)	(3,5)	4,2	(5,0)	6,6	6,3	2 360 (2)	1955 à 1957
Ferkessédougou	5,8	7,3	7,7	7,8	5,9	5,7	5,0	3,7	3,5	4,5	4,7	5,0	2 018	1957 à 1959
Téro	6,2	7,6	7,9	7,0	5,1	4,4	3,8	2,7	3,0	4,1	4,8	5,2	1 874	1957-1958
Lhoto	4,4	6,3	7,2	5,4	5,1	4,1	3,8	3,6	3,4	4,1	4,6	3,9	1 697	1956 à 1959
Mango	8,4			(9,0)	8,5	5,8	3,8	3,4	3,4	3,9	7,3	7,5		1959-1960
Kandala	6,1	7,0	7,3	6,7	5,1	3,5		3,6		5,0		6,1		1957-1958
Fomi					5,6	4,8	3,2							1952
Kindia	6,2	9,1	9,3	6,9	6,2	4,6	3,8	3,2	4,0	4,6	3,9	5,4	2 037	1953 à 1955
Souapiti (fond de vallée)	3,7	5,6	6,2	5,1	3,6	2,9	2,3	1,9	2,0	2,8	3,0	3,0	1 275	1954 à 1958
Souapiti (bac à la cote 200)	4,7	6,9	7,4	6,0	5,1	3,4	2,7	2,3	2,5	3,2	3,7	3,7	1 564	1954 à 1958
Timbis	4,5	5,7	6,3	5,3	3,9	3,2	2,9	1,9	2,9	3,5	3,8	4,2	1 590	1957-1958
Boula (Haut-Milo)	3,9	5,0	5,3	4,5	4,7	4,0	3,0		3,4	2,8	3,0	3,7		1957-1958
Bangui							2,3	2,9	4,0	3,5	3,5	3,8		1954
Man	3,4	3,5	4,0	3,6	3,5	2,9	2,2	1,6	1,9	2,7	2,8	3,3	1 076	1957 à 1959
Yaoundé	2,7	2,9	2,7	2,8	3,0	2,1	2,1	1,9	1,6	2,3	2,5	2,7	891	1954 à 1959
Ifou	2,9	2,2	1,6	1,7	1,5	1,4	1,4	1,5	1,3	1,7	2,5	2,9	690 (3)	1956
Kouilou à Sounda	3,0	3,1	3,3	2,7	2,1	2,3	2,4	2,2	2,1	2,5	2,3	2,6	936	1956 à 1959
Makabana	3,4	2,5	3,8	4,0	3,6	3,2	3,2	3,4	3,7	4,3	3,4	3,2	1 271	1958-1959
Brazzaville	3,0	3,4	3,7	3,6	3,1	2,8	2,7	3,4	4,1	3,4	3,2	2,7	1 191 (1)	1956 à 1959

(1) Site particulièrement exposé au vent.
(2) Le site du Dounfing est nettement plus abrité que celui du Kenie.
(3) Cuve sous très léger couvert forestier.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

défluent des stations de jaugeage impeccables (voir chap. IV). Pour le terme V_I, il faut qu'on puisse être certain qu'il est nul ou très faible devant E, et c'est là que réside la plus grosse difficulté.

Les tentatives d'établissement du bilan d'un lac ne sont pas tellement nombreuses. Pour l'Afrique, nous citerons le cas du lac Tchad, étudié par A. BOUCHARDEAU, de l'Orstom. Ce lac ne possédant pas d'exutoire, les infiltrations étant négligeables, le bilan se trouve réduit aux termes Va (apports du Chari, pratiquement le seul tributaire du lac), V_P et Vs (variations du niveau du lac) et naturellement E. Le bilan a été fait mois par mois, d'août 1953 à décembre 1956. Il donne pour valeurs de l'évaporation annuelle sur les années complètes : 2,316 m en 1954; 2,334 m en 1955 et 2,246 m en 1956.

Il existe également des moyens indirects de déterminer l'évaporation sur une grande nappe d'eau libre : le bilan d'énergie dont nous parlerons plus loin.

A la suite de différents travaux, notamment ceux de A. Bouchardeau, on a admis qu'en Afrique de l'Ouest, le coefficient de réduction permettant de passer de l'évaporation du bac enterré (type Orstom décrit précédemment) à une grande retenue est compris entre 0,85 et 1 si l'appareil est implanté dans un fond de vallée ou à proximité immédiate de la retenue. Si l'appareil est implanté en microclimat sec, le coefficient peut tomber à 0,66, valeur qui paraît constituer une limite inférieure.

Avant de clore ce paragraphe, nous dirons un mot sur les tentatives qui ont été faites pour réduire l'évaporation sur les retenues. La méthode consiste à répandre un film monomoléculaire d'une substance peu évaporante. Ce n'est pas une technique récente puisque Raleigh en avait déjà eu l'idée en 1899 et que les premiers essais ont été faits par Rideal en 1925. Ils ont été poursuivis en Amérique, en Australie et en Afrique du Sud, surtout depuis 1953. Le produit utilisé pour la formation du film monomoléculaire est un mélange de différents *cetyl alcool* de formule générale $CH_3(CH_2)_nOH$; chacun étant désigné par le nombre de groupes CH_2 (C.12, C.16, etc.). Le mélange adopté par Roberts (Prétoria) se compose de : 7 1/2 gallons de pétrole spécial, 3/4 gallon de *methylated spirits* et 6 1/2 livres de poudre C.16-C.18 du commerce. L'épandage et l'entretien du film monomoléculaire sont assurés par un doseur spécial.

Il faut toutefois noter que ces essais n'ont pas été jusqu'à ce jour très concluant. Si l'action d'un film monomoléculaire est efficace sur un plan d'eau parfaitement calme, il n'en est pas de même lorsque la surface traitée est agitée par des vagues, même de très faible amplitude. Le film est alors rompu et l'évaporation se poursuit dans des conditions presque normales. Les expérimentateurs ont estimé que la réduction d'évaporation obtenue par ce procédé ne dépassait pas, en milieu naturel, 20 à 30 %.

6. FORMULES RELATIVES A L'ÉVAPORATION ET A L'ÉVAPOTRANSPIRATION

Lorsqu'on a effectué un certain nombre d'observations à une station d'évaporation, que tout ou partie des facteurs conditionnels ont été mesurés durant une longue période, pour que ces efforts soient utilisables dans une application concrète, il faut étudier comment les facteurs conditionnels influent numériquement sur l'évaporation. On cherche, en général, à traduire cette influence sous une forme analytique : c'est ainsi que naissent les formules d'évaporation.

Suivant la formation du chercheur, ses goûts personnels et aussi, bien sûr, le but final

cherché, le mode d'approche est très nettement différent. Un premier groupe rassemble les formules purement empiriques : le chercheur tâche d'établir des relations sur un modèle analytique que lui suggère son intuition ou sa fantaisie et essaye de *faire coller*, en général par tâtonnement, sa formule avec les résultats d'observations en jouant sur les coefficients d'ajustement qu'il s'est ménagé. A un stade plus élevé, mais toujours dans le même esprit, le chercheur étudie systématiquement les régressions multiples entre l'évaporation et ses différents facteurs conditionnels, soit par une méthode graphique sans préjuger de la nature des régressions, soit par le calcul en les supposant linéaires. Ce point de vue, qui est celui du statisticien, est tout à fait honorable et peut rendre de grands services dans les applications.

Dans un second groupe, nous rangerons les formules semi-empiriques, c'est-à-dire pour lesquelles un effort d'analyse physique a été fait, cette analyse ne portant que sur un nombre réduit de facteurs conditionnels, les autres étant négligés ou introduits de façon empirique par voix de régression ou sous une forme analytique plus ou moins arbitraire grâce à l'ajustement de coefficients empiriques par la méthode des moindres carrés.

Enfin, les formules du troisième groupe font appel à l'étude physique du phénomène dans son ensemble. Elles sont souvent peu maniables, exigent des mesures nombreuses et parfois difficiles, mais constituent la seule méthode d'approche génératrice de progrès.

Dans ce qui suit, nous ne parlerons pas des formules empiriques, non que nous les méprisions, mais parce qu'elles relèvent de méthodes purement statistiques sur lesquelles on trouve des données suffisantes dans notre introduction.

A) Loi de Dalton

Dalton a établi que le transfert des masses d'eau ou autre substance dans le phénomène de l'évaporation est conditionné par la différence des pressions partielles de vapeur existant au voisinage de la surface et dans l'atmosphère libre. Cette loi s'exprime par la relation :

$$E = a[e_w(T_e) - e] \qquad (12\text{-II})$$

E : évaporation durant une période donnée.

$e_w(T_e)$: Tension de vapeur saturante de l'eau à la température de la surface évaporante T_e (moyenne pour la période).

e : Tension de vapeur existant dans l'atmosphère (moyenne pour la période).

Nous avons vu que $e_w(T_e)$ a une valeur parfaitement définie. Celle de e l'est moins bien : en effet, la tension de vapeur dans l'air décroît lorsqu'on s'éloigne de la surface évaporante. C'est là toutefois un inconvénient tout à fait théorique, car le gradient de e est important au voisinage de la surface mais devient rapidement négligeable au-delà de 1 m, surtout pour les petits réservoirs.

L'influence du vent a été introduite par la suite dans la formule de Dalton de façon empirique, suivant de nombreuses formes analytiques. Nous ne retiendrons que la plus simple, la forme linéaire :

$$E = a[e_w(T_e) - e](1 + bV) \qquad (13\text{-II})$$

Les paramètres a et b doivent être ajustés par l'expérience. Rohwer, expérimentant sur un bac Colorado à Fort Collins, a trouvé la relation :

$$E = 0{,}484(1 + 0{,}6\,V)[e_w(T_e) - e] \qquad (14\text{-II})$$

E : en millimètres par jour.

$(e_w T_e)$ et e : en millibars.

V : en mètres par seconde.

BCU LAUSANNE UNIL

L'introduction de la tension de vapeur à la température superficielle de l'eau présente un inconvénient dans les applications : lorsqu'on a à calculer l'évaporation pour une retenue qui n'existe pas encore, il est bien évident que l'on ne peut pas avoir de données sur sa température superficielle. Par contre, les stations météorologiques officielles fournissent une masse de données assez considérables sur le *déficit par saturation* de l'air. $D = e_w - e$, e_w étant la tension de vapeur saturante à la température de l'air. C'est la raison pour laquelle le Service Hydrologique de l'Orstom a préféré introduire ce paramètre dans sa formule d'évaporation, tout en reconnaissant qu'il s'agit là d'une expression moins correcte.

Les résultats recueillis à 15 stations principales sur des bacs Orstom, pratiquement identiques, comme nous l'avons vu, aux bacs Colorado, ont permis d'obtenir la relation :

$$E = 0{,}358(1 + 0{,}580\ V)\ D$$

E : évaporation en millimètres par jour.

V : vitesse moyenne du vent en mètres par seconde.

D : déficit de saturation en millibars.

Rohwer a cherché également à tenir compte de la pression atmosphérique P, sous la forme :

$$E = 0{,}484(1 - 0{,}000376\ P)\ (1 + 0{,}6\ V)\ D \qquad (15\text{-II})$$

avec les mêmes unités que précédemment.

B) Bilan énergétique

Le bilan énergétique au niveau du sol peut se schématiser ainsi :

— Rayonnement reçu par le sol

a) Rayonnement solaire global direct ou diffus, de courte longueur d'onde (0,3 à 3 μ)

b) Rayonnement thermique provenant de l'atmosphère et des nuages, de grande longueur d'onde (5 à 50 μ).

— Rayonnement thermique émis par le sol.

— La différence entre ces deux rayonnements se traduit au sol par des transformations énergétiques, en particulier l'évaporation, des transformations chimiques et des variations de températures.

Du rayonnement solaire parvenant au sol, mesuré par les pyranomètres, une partie est réfléchie dans l'atmosphère, variable suivant l'*albedo* des surfaces insolées. L'*albedo* est le rapport de l'énergie réfléchie à l'énergie incidente. On trouvera ci-dessous des valeurs moyennes de l'albedo citées par PERRIN de BRICHAMBAUT pour quelques sols tropicaux :

Sable clair.....	0,26
Cailloux, roches.....	0,16
Herbes, savanes.....	0,22
Savanes boisées	0,14
Forêts.....	0,11
Eau, mer.....	0,04
Terrain nu latéritique	0,19

BCU IAGI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Le rayonnement thermique de l'atmosphère libre est plus difficilement mesurable. On peut le calculer en pratique à partir de la température sous abri T et de l'épaisseur totale d'eau condensable *w*, d'après le tableau :

TABLEAU XXIV

Rayonnement thermique au sol du ciel clair
Valeurs moyennes des zones intertropicales
(en mcal/cm².mn)

T abri \ *w* cm	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4	5	6
45	585	603	617	632	644	652	663	673	680
40	552	571	584	599	608	617	624	635	640
35	521	540	553	567	576	584	592	600	605
30	492	509	523	536	546	553	560	568	572
25	465	483	496	508	517	524	530	539	543
20	440	457	470	481	490	497	502	510	514
15	417	434	445	455	464	471	476	484	487
10	396	412	422	431	440	446	452	459	462
5	374	390	400	409	417	423	429	436	439

La relation entre la température au sol et le rayonnement thermique de l'atmosphère pouvant être considérée comme linéaire, on prendra pour T la valeur moyenne observée durant la période pour laquelle on établit le bilan. Pour *w*, on prendra la moyenne de l'épaisseur d'eau condensable efficace multipliée par 0,85 (Fritz). L'évaluation de *w* exige théoriquement la mesure de l'humidité spécifique par radiosondage sur une verticale; en fait, on peut la calculer avec une précision acceptable à partir d'abaques en fonction de la température et de l'humidité au sol.

Là encore, il faut tenir compte de l'albedo des surfaces de réception pour déterminer la portion de ce rayonnement absorbé par le sol. Dans la bande 5 — 50 μ, on admet (valeurs citées par Perrin de Brichambaut) :

Sable, cailloux, roches..	0,10
Herbes.....	0,06
Savanes boisées.....	0,05
Forêts.....	0,04
Eau, mer.....	0,08

Pour le rayonnement thermique des nuages, il faut déterminer la température de leur base. Le supplément de rayonnement fourni par un ciel nuageux couvert à 8/8, est donné par le tableau XXV.

Si le ciel n'est pas couvert complètement, on multiplie les chiffres du tableau par la nébulosité correspondante. On notera que ces chiffres sont très inférieurs à ceux du rayonnement de l'atmosphère. On pourra donc se contenter d'une approximation beaucoup plus grossière.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

TABLEAU XXV

Rayonnement thermique au sol des nuages (8/8)
Valeurs moyennes des zones intertropicales
(en mcal/cm².mn)

w cm / T base des nuages	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4	5	6
—40	70	64	58	54	50	47	44	39	37
—30	80	73	66	61	57	53	49	44	40
—20	91	84	76	70	65	60	57	51	46
—10	106	96	89	82	76	70	66	59	54
00	125	111	103	95	89	83	78	70	65
10	146	131	120	110	104	97	92	84	79
20	170	154	142	130	120	113	106	98	94
30	196	180	167	154	142	132	123	115	110

Le rayonnement thermique du sol peut être calculé à partir de l'émission du corps noir que l'on multipliera par le coefficient d'émissivité du sol :

0,90 pour sables, cailloux, roches;
0,94 pour les herbes;
0,95 pour la savane, boisée;
0,96 pour les forêts;
0,92 pour l'eau.

Le rayonnement du corps noir est approché à 1 % près par la formule :

$$E_{mcal/cm^2.mn} = 428 + 9t \qquad \text{(de 14 à 40° C)}$$

t étant la température du sol en degrés Celsius. On pense que la température doit être prise entre 30 et 60 cm dans le sol (Perrin de Brichambaut).

Un exemple de bilan thermique établi pour Bangui par Perrin de Brichambaut est schématisé sur la figure 63.

Nous avons tenu à exposer en détail les données du bilan thermique vu sous l'angle météorologique des échanges entre le sol et l'espace, afin de bien poser le problème. Il faut s'occuper maintenant de ce que devient cette partie de l'énergie qui a été absorbée par le sol et l'examiner du point de vue de l'évaporation. Pour ce faire, il est commode d'écrire l'équation du bilan thermique se rapportant à la surface évaporante sous la forme :

$$R = LE + H + G \qquad \text{(16-II)}$$

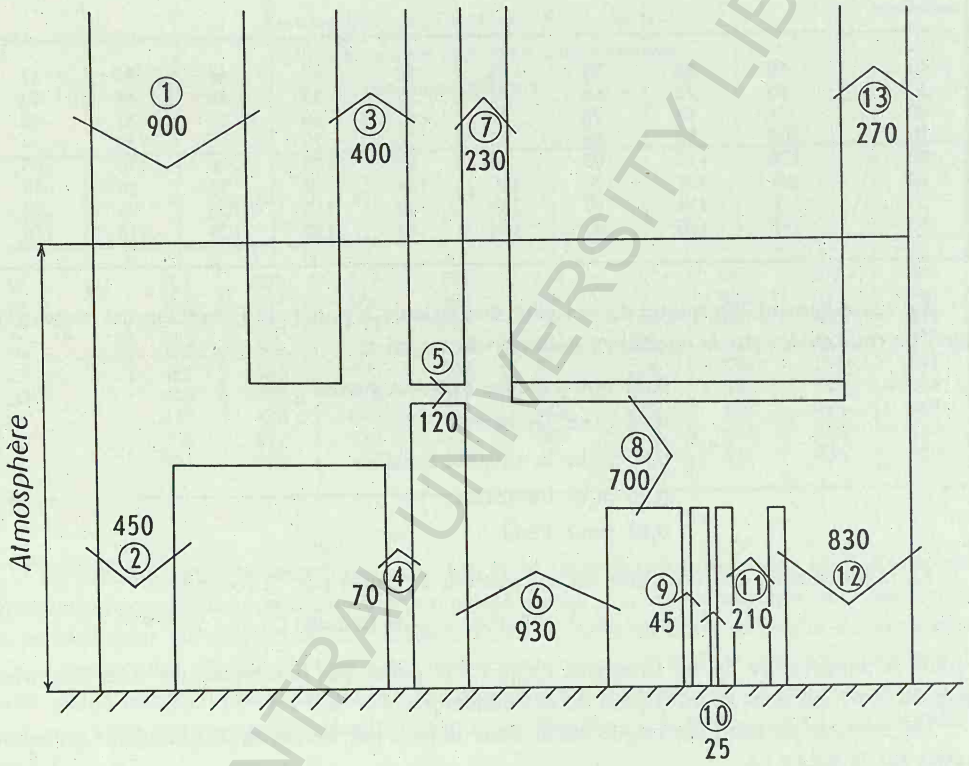
où R : rayonnement net sur la surface évaporante.
L : chaleur latente d'évaporation de l'eau.
E : évaporation.
H : taux de transfert de la chaleur sensible au-dessus de la surface évaporante.
G : taux de chaleur emmagasinée au-dessous de la surface évaporante.

Tous les termes de l'équation représentent des flux énergétiques exprimés par exemple en calories par centimètres carrés par minute ou, plus souvent, en calories par centimètres carrés par jour. R, rayonnement net, est précisément le solde du bilan thermique au sol dont

BCU UNIVERSITY LIBRARY

Valeurs moyennes du bilan thermique à BANGUI

Cal / cm^2 . jour



1 : rayonnement solaire extra terrestre
2 : rayonnement solaire global parvenant au sol
3 : rayonnement solaire rejeté dans l'espace (albedo = 0,44)
4 : rayonnement solaire réfléchi au sol (albedo = 0,16)
5 : rayonnement solaire absorbé dans l'atmosphère
6 : émission thermique du sol (émissivité = 0,95)
7 : émission directe du sol dans l'espace
8 : absorption par l'atmosphère de l'émission du sol
9 : réflexion du rayonnement atmosphérique (albedo = 0,05)
10 : transformation en énergie cinétique
11 : pertes par évaporation d'eau liquide
12 : rayonnement thermique de l'atmosphère et des nuages au sol
13 : " " " " " dans l'espace

Fig. 63.

(D'après Perrin de Brichambaut)

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

nous avons parlé précédemment. D'autres méthodes de calcul de R ont été proposées. Nous citerons seulement la formule très connue de Brunt :

$$R = R_c(1 - r) - \sigma T_a^4 \left(0{,}56 - 0{,}08 \sqrt{e}\right) (1 - 0{,}09m) \qquad (17\text{-II})$$

où R_c : rayonnement global mesuré au pyranomètre : calories par centimètres carrés par minute.

r : albedo de la surface évaporante correspondant à R_c (petites longueurs d'ondes) mesuré à l'albédomètre.

σ : constante de Stephan.

T_a : température absolue de l'air en degrés Kelvin (prise sous abri).

e : tension de vapeur d'eau dans l'atmosphère (en millibars) (prise également sous abri).

m : nébulosité, en 1/10 de ciel couvert.

Cette formule est les autres ne semblent pas avoir recueilli une adhésion universelle.

Signalons enfin qu'il existe un appareil (le bilanmètre) qui mesure directement le bilan complet du rayonnement au niveau de l'étendue naturelle étudiée. Là encore, certains émettent des doutes sur la valeur des renseignements ainsi recueillis.

La détermination de G se fait à partir de profils thermiques exécutés dans le sol (s'il s'agit d'étudier l'évaporation du sol) ou dans l'eau à différentes profondeurs, et de la capacité calorifique du sol ou de l'eau. En fait, si le bilan est effectué sur une période assez longue, le terme G est négligeable.

L'estimation de H n'est pas facile. Les études de Bowen sur le transfert turbulent de la vapeur d'eau l'ont conduit à considérer le rapport $b = \frac{H}{LE}$, dit rapport de Bowen qui serait égal à :

$$0{,}665 \frac{p}{1000} \left(\frac{T_e - T_a}{e_w(T_e) - e}\right)$$

avec : p : pression atmosphérique en millibars.

T_e : température absolue de la surface évaporante en degrés Kelvin.

T_a : température absolue de l'air en degrés Kelvin.

$e_w(T_e)$: tension de vapeur saturante à la température T_e en millibars.

e : tension de vapeur dans l'air en millibars.

On arrive ainsi à la formule de Bowen pour l'évaporation d'une surface naturelle quelconque :

$$E = \frac{K - G}{1 - b} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} K = R - \mu R_c \\ b = A \dfrac{T_e - T_a}{e_w(T_e) - e} \end{cases} \qquad (18\text{-II})$$

ou, si l'on préfère séparer le rayonnement thermique :

$$K = (1 - r - \mu)\, R_c - N$$

R_c : rayonnement global.

N : rayonnement thermique effectif (solde du bilan sol — atmosphère).

r : albedo de la surface.

μ : coefficient tenant compte du métabolisme des végétaux.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

C) Formule de Penman

Pour l'évaporation sur nappe d'eau libre Penman a cherché à combiner la méthode du bilan énergétique, représentée ici par la formule de Bowen, avec la formule de Dalton en vue d'éliminer la température de la surface évaporante, généralement inconnue dans les problèmes d'application.

Il donne à la loi de Dalton la forme :

$$E = f(u)\,[e_w(T_e) - e] \qquad (19\text{-II})$$

et il considère une évaporation fictive :

$$E_a = f(u)\,(e_w - e)$$

e_w étant la tension de vapeur saturante à la température de l'air, $e_w - e = \Delta e$ représente donc le déficit de saturation.

$f(u)$ est une fonction du vent à déterminer empiriquement.

μ est nul, puisqu'il n'y a pas de végétation et on suppose également que G est négligeable, ce qui se justifie par la faible conductivité de l'eau. On pose : $d = \dfrac{e_w(T_e) - e_w}{T_e - T}$: pente de la courbe des tensions de vapeur maximales en fonction de la température pour l'intervalle $T_e - T$. Si l'intervalle est petit, comme c'est généralement le cas pour une nappe d'eau libre, d peut être confondu avec la pente de la tangente au point (e_w, T).

En manipulant convenablement ces différentes expressions on transforme ainsi la formule de Bowen :

$$E = \frac{d.R + AE_a}{d + A} \qquad (20\text{-II})$$

R peut être estimé par la formule de Brunt qui nécessite la mesure :

- du rayonnement global R_c
- de l'albedo r
- de la température de l'air T_a
- de l'humidité de l'air e
- de la nébulosité m

$$E_a = f(u)\,\Delta e$$

$$d = \left(\frac{de_w}{dT}\right)_T$$

$$A = \frac{0{,}665\,p}{1000}$$

(p : pression atmosphérique en millibars).

D) L'Évapotranspiration

La méthode du bilan d'énergie s'applique en principe aussi bien à l'évapotranspiration qu'à l'évaporation sur nappe d'eau libre. D'autres chercheurs, procédant par voie empirique, se sont efforcés de rattacher l'évapotranspiration à des facteurs climatiques simples et généralement mesurés. Il est remarquable que ces chercheurs sont pour la plupart des climatologues ou des agronomes, non des hydrologues.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Les études de Thornthwaite portent sur ce qu'il appelle l'*évapotranspiration potentielle*, définie comme l'évapotranspiration d'une surface qui serait suffisamment approvisionnée en eau pour évaporer la quantité d'eau maximale permise par les conditions climatiques. Elle s'oppose à l'évapotranspiration réelle qui mesure l'évaporation d'une surface compte tenu de son état d'humidité, et diffère de l'évaporation latente en ce qu'elle fait intervenir la nature du réservoir.

Thornthwaite a cru pouvoir caractériser cette évapotranspiration potentielle par le seul facteur température. La relation est de la forme :

$$e = c\ t^a \tag{21-II}$$

e : évapotranspiration mensuelle en centimètres. t : température moyenne mensuelle en degrés Celsius. Tous deux se rapportent à un mois fictif de 30 jours de chacun 12 heures d'ensoleillement maximal possible.

a se calcule au moyen d'un indice de température calculé dela façon suivante : on considère un indice mensuel $i = \left(\frac{t}{5}\right)^{1,514}$ et un indice annuel I qui est la somme des 12 indices mensuels ainsi calculés pour chaque mois de l'année. On a alors :

$$a = 675.10^{-9}I^3 - 771.10^{-7}I^2 + 1792.10^{-5}I + 0{,}49239 \tag{22-II}$$

c varie en fonction inverse de I, de telle sorte que la relation peut s'écrire :

$$e = 1{,}6\left(10\,\frac{t}{I}\right)^a \tag{23-II}$$

On a critiqué à juste titre le nombre impressionnant de décimales que comportent les différentes expressions et qui n'est nullement justifié par la précision de la méthode. L. Serra a proposé de s'en tenir, avec une approximation largement suffisante, aux expressions :

$$i = 0{,}09\,t^{3/2} \tag{24-II}$$

et

$$a = \frac{1{,}6}{100}\,I + 0{,}5 \tag{25-II}$$

Notons enfin que Thornthwaite donne des tables pour l'application de sa formule.

Turc a proposé une formule pour le calcul de l'évapotranspiration réelle d'une surface :

$$E = \frac{P}{\sqrt{0{,}9 + \frac{P^2}{L^2}}} \quad \text{avec} \quad L = 300 + 25\,t + 0{,}05\,t^3 \tag{26-II}$$

dans laquelle E est l'évapotranspiration annuelle moyenne en millimètres, P la pluviométrie annuelle moyenne en millimètres et t la température moyenne au-dessus de la surface (degrés Celsius).

Ces formules, qui peuvent rendre des services dans le classement des climats, ne permettent pas en fait de calculer l'évapotranspiration à des fins de bilan hydrologique. Les applications que nous avons faites de l'une et l'autre formule nous ont convaincus. C'est ainsi que l'on trouve pour l'évapotranspiration moyenne de Konkouré (Rép. de Guinée) calculée par la formule de Turc : 1310 mm alors qu'elle n'est en réalité que 1010 mm.

Bibliographie

Bernard E.A. — *Le déterminisme de l'évaporation dans la nature.* Première partie : généralités théoriques, INEAC série scientifique n° 68, 162 p. Bruxelles, 1956.

Cette publication peut être considérée comme un ouvrage de base pour l'étude du bilan d'énergie.

BCU LAUSANNE CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

BERNARD E.A. — *L'analyse rationnelle des causes de l'évaporation dans la nature et diverses conséquences pratiques.* Rapport présenté à la VII[e] Réunion technique de l'Union internationale pour la conservation de la nature et de ses ressources — Athènes 1958. Document ronéotypé 17 p.

BOUCHARDEAU A. et LEFEVRE R. — *Monographie du lac Tchad* (Tome I) ORSTOM, Paris, 1957. Document ronéotypé, 112 p., Cartes, photos et graphiques.
On y trouvera entre autres une étude sur l'évaporation du lac.

DEACON E.L., PRIESLEY C.H.B. et SWINBANK W.C. — *Evaporation et bilan hydrique.* Recherches sur la zone aride. Climatologie (compte rendu de recherches). UNESCO, 1958, p. 9 à 39 (Édition en français).

Cet article fait le point sur les méthodes modernes utilisées dans le domaine de l'évaporation et de l'évapotranspiration : bilan énergétique, méthode hydrodynamique, profil d'humidité édaphique, corrélation tourbillonnaire, etc.

DOGNIAUX R. et PASTIELS R. — *Techniques modernes de mesure de l'éclairement énergétique solaire.* Institut Royal Météorologique de Belgique.
Publication série B n° 16,49 p. Uccle, Bruxelles, 1955.

Ouvrage principalement consacré à l'utilisation des thermopiles en actinométrie.

DRUMMOND A.J. — *Rayonnement et bilan thermique.* Recherches sur la zone aride. Climatologie (compte rendu de recherches). UNESCO, 1959, p. 63-83, (Édition en français).

Rayonnement global et rayonnement thermique à grande longueur d'onde. L'auteur donne également quelques valeurs concernant l'albédo de diverses surfaces pour différentes gammes de longueurs d'onde. Cartes du rayonnement global en Afrique du Sud pendant l'été et pendant l'hiver.

LEPPANEN O.E. and HARBECK G.E. — *A test of the energy—balance method of measuring evapotranspiration.* Communication présentée au Congrès de l'U.G.G.I., Helsinki 1960.

LIOTTA M. — *Anémomètre totalisateur.* Compte rendu d'essai et notice. E.D.F., Direction des Études et Recherches. Service des Études hydrauliques. Division Hydrologie Chatou, février 1961.
Document ronéotypé.

Mac CULLOCH J.S.G. — *The Penman equation for estimation of open water évaporation and transpiration.* Conférence Interafricaine sur l'hydrologie Nairobi, 1961.
Document ronéotypé, 10 p.

Mac CULLOCH J.S.G. — *The relationship betwen distillation by the Gunn-Bellani radiometer and hours of bright sunshine.* Conférence Interafricaine sur l'hydrologie. Nairobi, 1961.
Document ronéotypé, 3 p.

MUKAMMAL E.I. and BRUCE J.P. — *Evaporation measurements by pan and atmometer.* CIR — 3300, TEC 315 du 4 février 1960. Meteorological Branch, Department of Transport Canada.
Document ronéotypé, 15 p. + tableaux et graphique.

Les auteurs examinent notamment les régressions multiples entre l'évaporation sur bac de classe A ou *black* Bellani et les facteurs conditionnels : rayonnement net, déficit de saturation et vent. Cette partie de leur étude est abordée d'un point de vue purement statistique.

PENMAN H.L. — *Estimating evaporation.* Trans. Americ. Geophysic Union vol. 37, n° 1, février 1956, p. 43-50.

BCU LAUSANNE CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

PERRIN de BRICHAMBAUT Ch. — *La Météorologie* IV-52, 1958, p. 263-270. Considérations générales sur le bilan thermique au sol. Applications particulières à Bangui.

ROBERTS D.F. — *An investigation of the use of monomolecular films to reduce evaporation with a note on the Roberts film pressure balance and the hydrometer type constant Feed Tank.* Department of water affairs. Union of South Africa. Technical report N° 6, février 1960. Pretoria. Document ronéotypé.

ROBERTSON G.W. — *Standardisation de la mesure de l'évaporation comme facteur climatique.* World Meteorological Organization. — Technical Note n° 11.

Cette note présente les différents facteurs météorologiques conditionnant l'évaporation, les caractéristiques des « réservoirs », c'est-à-dire des complexes géographiques (sol, eau, végétation, etc.) d'où est issue la vapeur d'eau et propose une définition météorologique de l'évaporation (évaporation latente). L'auteur passe ensuite en revue les avantages et inconvénients de différents évaporimètres alors en usage.

ROCHE M. et DUBREUIL P. — *Résultats obtenus sur les bacs Colorado de l'Afrique de l'Ouest d'expression française.* Annuaire hydrologique p. 19 à 26. ORSTOM, Paris, 1961.

THORNTHWAITE C.W. — *The measurement of potential evapotranspiration*, 225 p. John P. Mather Seabrook. New Jersey, 1954.

TURC L. — *Le bilan d'eau des sols : relations entre les précipitations, l'évaporation et l'écoulement.* Institut National de la Recherche Agronomique, Paris 1953. Thèse présentée à la Faculté des Sciences de l'Université de Paris, 252 p.

On trouvera également des renseignements utiles sur le bilan hydrique, l'évaporation, les coefficients d'utilisation des bacs, etc., dans les actes du colloque de Camberra (climatologie et microclimatologie), publiés par l'UNESCO en 1958 (textes anglais, résumés en français).

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

CHAPITRE III

LE COMPLEXE PHYSIQUE DU BASSIN VERSANT

On appelle bassin versant, ou bassin de drainage, d'une rivière considérée en un point donné de son cours, l'aire limitée par le contour à l'intérieur duquel l'eau précipitée se dirige vers ce point de la rivière. Si le sol est imperméable, il est bien évident que les limites du bassin sont définies topographiquement par la ligne de crête le séparant d'un bassin voisin (bassin topographique). Pour les sols perméables, le bassin versant réel peut différer du bassin topographique (exemple de la fig. 64) mais, sauf dans le cas d'une circulation interne particulièrement intense (terrain karstique, basaltes, couches sableuses très puissantes), cet effet est surtout sensible pour de très petits bassins. En pratique, on admet la plupart du temps que le bassin versant coïncide avec le bassin topographique.

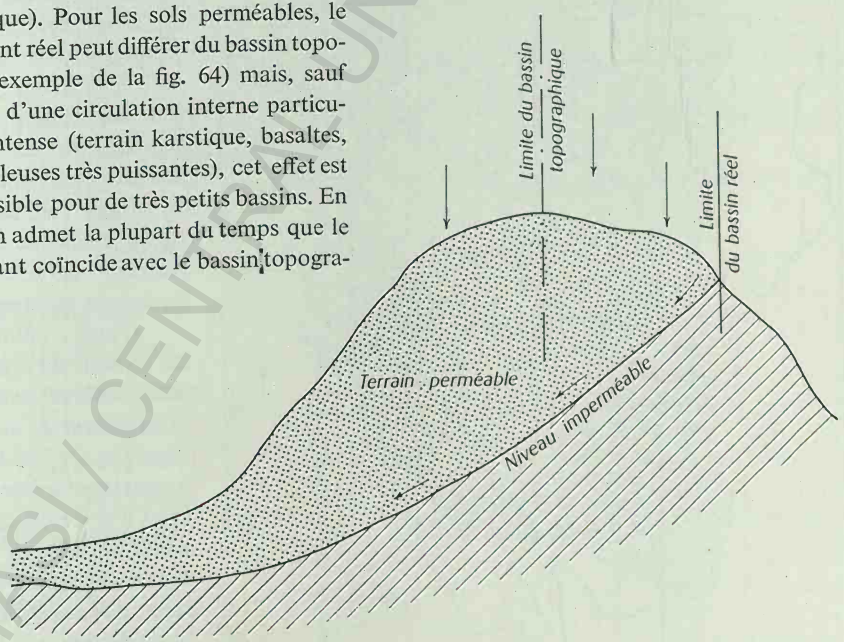


Fig. 64.

Le bassin versant fonctionne comme un collecteur chargé de recueillir les pluies et de les transformer en écoulement à l'exutoire. Cette transformation ne va pas sans pertes en eau et ces pertes dépendent des conditions climatologiques régnant sur le bassin, mais aussi des caractéristiques physiques de ce dernier. D'autre part, l'hydrologue ne s'intéresse pas qu'au

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

volume total évacué à l'exutoire (problème du bilan), mais aussi à la manière dont ce volume se répartit dans ɔɪ temps (problème de l'hydrogramme) : là encore les caractéristiques du bassin interviennent. Dans cet ordre d'idées, le bassin versant peut être caractérisé par sa morphologie (forme, relief, réseau de drainage), la nature du sol et la couverture végétale. On peut facilement se faire une idée qualitative du mode d'action de ces différents facteurs sur la transformation des pluies en écoulement. La difficulté est d'exprimer cette influence par des paramètres valables qui soient bien représentatifs de ce mode d'action : le problème n'a pas encore reçu de solution générale et il est probable qu'il n'en existe pas, du moins sous une forme utilisable. Par contre, on peut établir un certain nombre d'indices susceptibles de servir au moins de points de repère dans la classification des bassins et de faciliter les études par analogie.

1. CARACTÉRISTIQUES DE FORME

Nous désignons ainsi les caractéristiques purement géométriques du bassin, atteintes avec le seul concours des relevés topographiques.

A) Indice de compacité

Un bassin versant est défini en premier lieu par son contour, qui a une certaine forme et enclot une certaine superficie A. Il est évident que cette forme va avoir une influence sur l'écoulement global et surtout sur l'allure de l'hydrogramme résultant d'une pluie donnée : un bassin très allongé ne réagira pas, toutes choses égales d'ailleurs, de la même manière qu'un bassin de forme très ramassée.

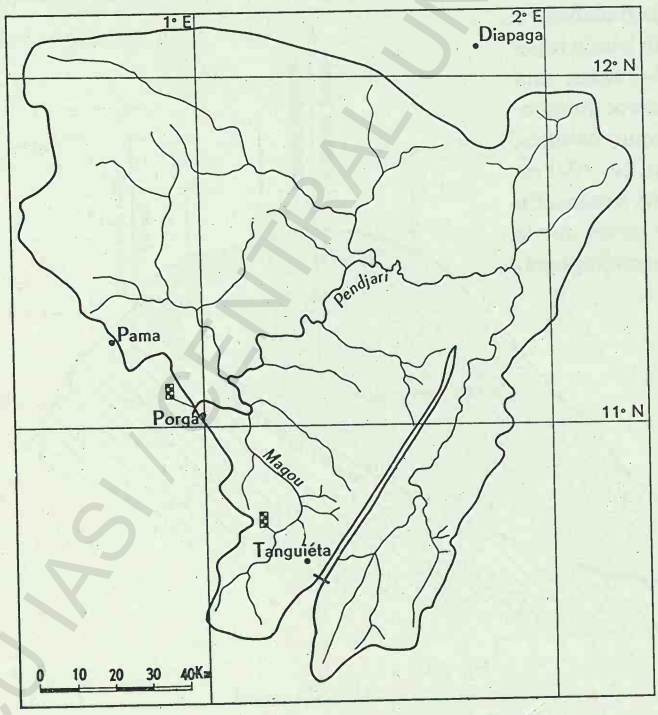


Fig 65 - Bassin versant de la PENDJARI à PORGA

L'indice admis par tous les hydrologues pour représenter cette caractéristique est le *coefficient de compacité de Gravelius*. On l'établit en comparant le périmètre du bassin à celui d'un cercle qui aurait la même surface. Le coefficient K_c de Gravelius est égal au rapport de ces deux grandeurs. Si on désigne par A la surface du bassin en kilomètres carrés et par P son périmètre en kilomètres, on a :

$$K_c = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}} \# 0{,}28 \frac{P}{\sqrt{A}} \qquad (1\text{-III})$$

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Le calcul de ce coefficient est donc très simple : il suffit de mesurer P au curvimètre et A au planimètre. Il y a cependant un certain nombre de précautions à prendre. D'abord il est bon de styliser un peu le contour du bassin avant de mesurer son périmètre. On conçoit en effet

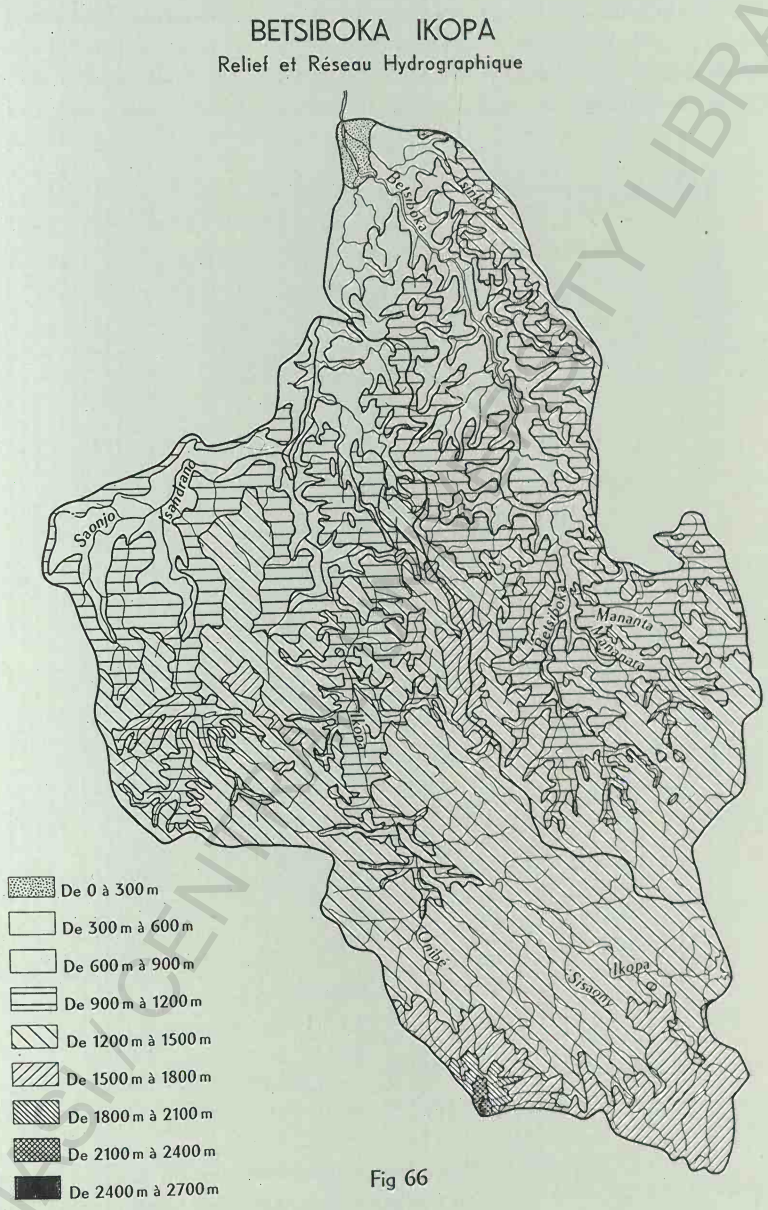


Fig 66

qu'un contour trop tourmenté conduirait à une valeur exagérée de P due aux petites irrégularités qui n'ont aucune influence sur l'écoulement dans l'ensemble du bassin. D'autre part, si le réseau de drainage se présente sous forme d'une bande repliée sur elle-même, il faut suivre également avec le curvimètre la limite commune aux deux fractions du repli : la figure 65 en montre un exemple.

B) Le relief

L'influence du relief sur l'hydrogramme est encore plus évidente. Une pente plus forte correspond à une durée plus faible de concentration des eaux de ruissellement dans les canaux de drainage et de là dans les affluents et le cours principal. Sur les cartes, le relief est indiqué par les courbes de niveau joignant les points d'égale altitude. Il est d'usage, sur les cartes dites

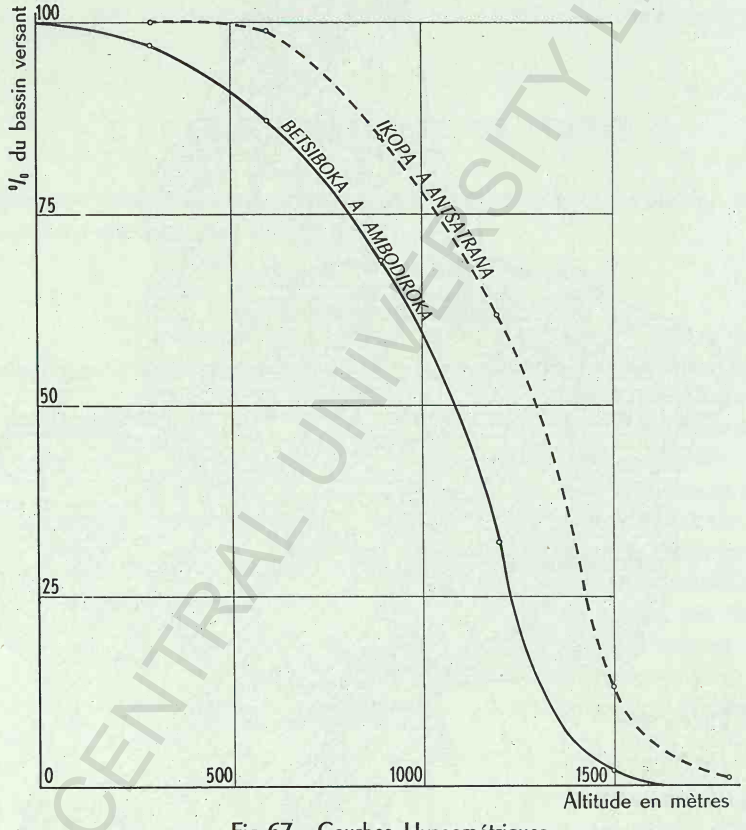


Fig 67 - Courbes Hypsométriques

hypsométriques, de représenter par des couleurs, des grisés ou des hachures différents, les surfaces comprises entre les différentes courbes de niveau : exemple de la Betsiboka et de l'Ikopa (Madagascar) sur la figure 66.

Le relief est souvent caractérisé par la *courbe hypsométrique* du bassin : on porte une altitude donnée en abscisse et en ordonnée la surface du bassin pour laquelle chaque point est à une cote au moins égale à cette altitude. La courbe hypsométrique s'établit en planimétrant les surfaces correspondant à la définition de l'ordonnée pour chacune des courbes de niveau.

Les surfaces figurant en ordonnée sont souvent calculées en pourcentage ou en fraction de la surface totale du bassin (fig. 67). L'abscisse moyenne de la courbe est l'altitude moyenne du bassin.

Dans la description géographique d'un bassin on donne également sa *répartition hypso-*

BCU / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

métrique, c'est-à-dire la fraction ou le pourcentage de la surface totale comprise entre les différentes courbes de niveau :

Ikopa à Antsatrana		Betsiboka à Ambodiroka	
300 à 600 m...	0,01	40 à 300 m...	0,03
600 à 900 m...	0,14	300 à 600 m...	0,10
900 à 1 200 m...	0,23	600 à 900 m...	0,18
1 200 à 1 500 m...	0,49	900 à 1 200 m...	0,37
1 500 à 1 800 m...	0,12	1 200 à 1 500 m...	0,30
1 800 à 2 100 m...	0,01	1 500 à 1 800 m...	0,02

Pour qui sait lire une courbe hypsométrique, celle-ci fournit déjà pas mal de renseignements qualitatifs sur l'allure du relief. Une pente forte à l'origine (vers les plus basses altitudes) indique souvent des plaines ou des pénéplaines; si la pente est très forte, il y a des chances pour qu'on ait de vastes zones d'inondation. Une pente très faible dans la même région révèle au contraire une vallée encaissée. Une pente forte dans le milieu ou dans les hautes altitudes indique probablement un grand plateau, etc.

C) Le rectangle équivalent

C'est une notion que nous avons introduite il y a quelques années pour pouvoir comparer facilement des bassins entre eux du point de vue de l'influence de leurs caractéristiques sur l'écoulement. On suppose que l'écoulement sur un bassin donné est approximativement le même, à conditions climatologiques égales, que sur un rectangle de même superficie, ayant même coefficient de Gravelius et même répartition hypsométrique, étant entendu que la distribution des sols et de la végétation et la densité de drainage sont respectées dans les différentes aires comprises entre les courbes de niveaux. Il s'agit donc d'une transformation purement géométrique dans laquelle le contour du bassin devient un rectangle de même périmètre, les courbes de niveaux des droites parallèles aux petits côtés du rectangle et l'exutoire un des petits côtés du rectangle que nous avons appelé *rectangle équivalent*.

Soit l et L la largeur et la longueur du rectangle.

P et A le périmètre et l'aire du bassin versant.

On a, d'après les définitions ci-dessus :

$$K = 0{,}28\frac{P}{\sqrt{A}} \qquad (2\text{-III})$$

$$2(L + l) = P = \frac{K\sqrt{A}}{0{,}28} \qquad (3\text{-III})$$

$$Ll = A$$

d'où

$$L = \frac{K\sqrt{A}}{1{,}12}\left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1{,}12}{K}\right)^2}\right] \qquad (4\text{-III})$$

$$l = \frac{K\sqrt{A}}{1{,}12}\left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1{,}12}{K}\right)^2}\right] \qquad (5\text{-III})$$

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

$\frac{L}{\sqrt{A}}$ est donc une fonction de K seul qui peut être tracée une fois pour toutes (fig. 68).

Il est plus commode de calculer l par : $l = \frac{P}{2} - L$.

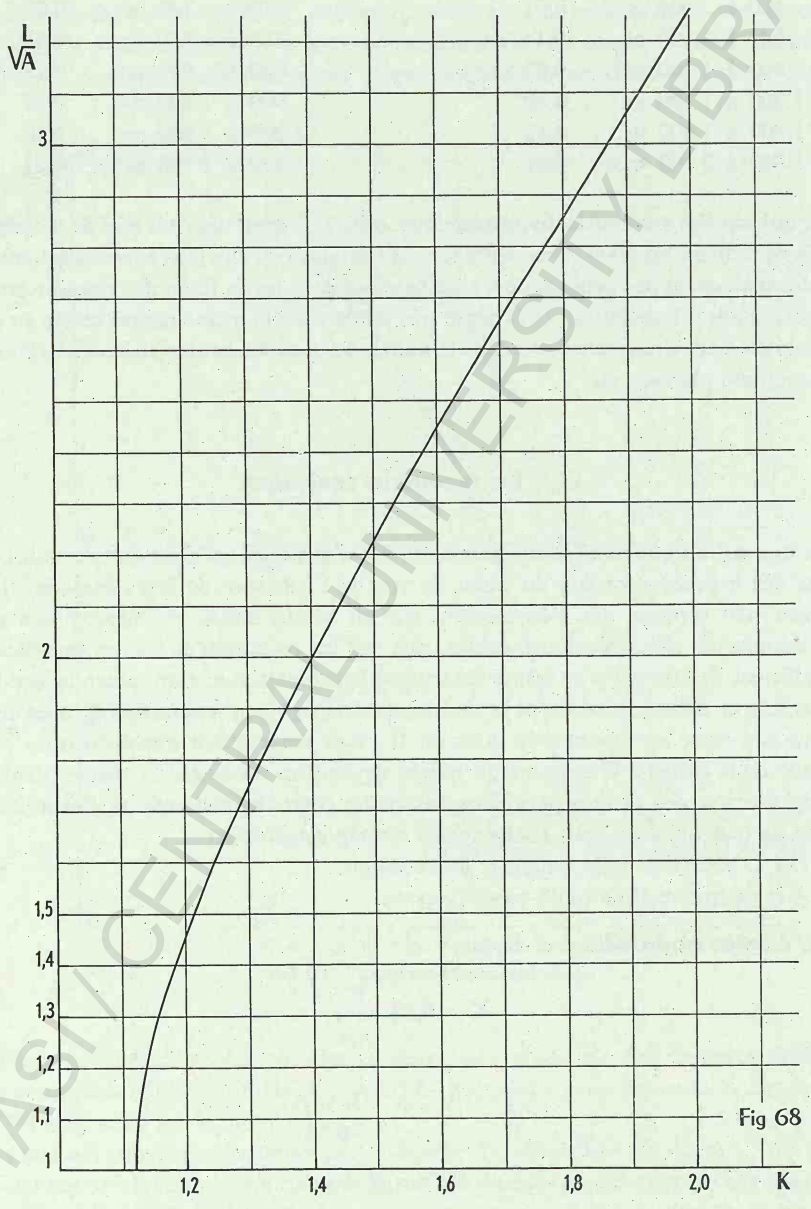


Fig 68

Pour l'Ikopa à Antsatrana, on trouve :

$A = 18\,650$ km²

$P = 690$ km

$\sqrt{A} = 137$ km

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

d'où $K = 1{,}41$

$$\frac{L}{\sqrt{A}} = 2{,}03 \qquad \text{et} \qquad L = 278 \text{ km}, \qquad l = 67 \text{ km}$$

Pour la Betsiboka à Ambodiroka :

$A = 11\,600 \text{ km}^2$

$P = 570 \text{ km}$ $\qquad \sqrt{A} = 108 \text{ km}$

d'où $K = 1{,}48$

$$\frac{L}{\sqrt{A}} = 2{,}20 \qquad \text{et} \qquad L = 238 \text{ km}, \qquad l = 47 \text{ km}$$

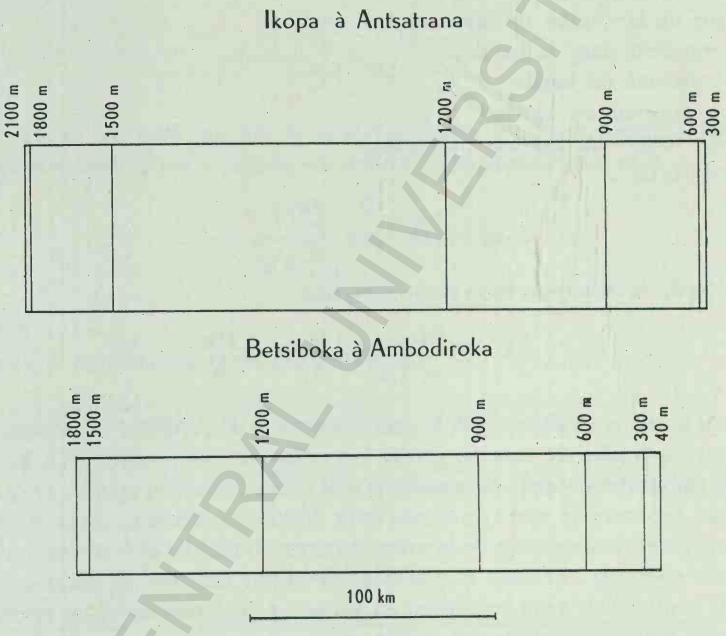


Fig. 69. Rectangles équivalents

Le tracé des droites de niveau du rectangle équivalent découle directement de la répartition hypsométrique cumulée. On a par exemple, pour la Betsiboka :

	1 800 m.....	altitude maximale
>	1 500 m.....	0,02
>	1 200 m.....	0,32
>	900 m.....	0,69
>	600 m.....	0,87
>	300 m.....	0,97
>	40 m.....	1

La distance de chaque droite de niveau au petit côté représentant le haut du bassin s'obtient en multipliant par L les fractions de surface cumulée. On trouvera figure 69 les rectangles équivalents aux bassins de l'Ikopa et de la Betsiboka.

BCU IASI CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

D) Indices de pente

Dans toute l'acceptation du terme, la pente moyenne du bassin est donnée par la moyenne pondérée des pentes de toutes les surfaces élémentaires pour lesquelles on peut considérer que la ligne de plus grande pente est constante. C'est là évidemment une vue de l'esprit, mais on peut avoir une valeur approchée de la façon suivante. Désignons par D la différence de cote supposée toujours la même entre deux courbes de niveau tracées sur la carte du bassin étudié. Soit :

a_i l'aire d'une bande entourant la courbe de niveau d'ordre i, les limites de cette bande partageant en deux parties égales les surfaces comprises entre la courbe i et les courbes $i - 1$ et $i + 1$;
d_i la largeur moyenne de cette bande;
l_i la longueur de la courbe de niveau i;
s_i la pente moyenne dans la bande;
S la pente moyenne du bassin;
A la surface moyenne du bassin;
L la longueur totale des courbes de niveau.

On peut écrire :

$$s_i = \frac{D}{d_i} = \frac{D l_i}{a_i} \tag{6-III}$$

D'où, d'après la définition de la pente moyenne :

$$S = \Sigma \frac{D l_i}{a_i}\left(\frac{a_i}{A}\right) = \frac{D}{A}\Sigma l_i = \frac{DL}{A} \tag{7-III}$$

Il suffirait donc, pour déterminer la pente moyenne, de connaître la longueur totale des courbes de niveau tracées de façon à garder entre elles une dénivellation D. En pratique, à moins que le réseau des courbes de niveau ne soit particulièrement simple, ce qui ne se voit guère que dans les exemples que l'on donne pour illustrer la méthode, on peut trouver à peu près n'importe quoi comme valeur de la pente moyenne. Il faut en effet styliser un peu le tracé des courbes de niveau si l'on veut que la longueur totale mesurée ait quelques signification vis-à-vis de la pente. Mais cette stylisation est beaucoup plus délicate et les résultats peuvent varier beaucoup plus d'un opérateur à l'autre, que pour le calcul du coefficient de compacité par exemple (stylisation du périmètre).

Le rectangle équivalent fournit une solution du problème. Si on lui applique le même raisonnement qu'au bassin lui-même, on aboutit à la formule :

$$S_{\text{(pente moyenne)}} = \frac{1}{A}\Sigma D_i \tag{8-III}$$

dans laquelle l est la largeur du rectangle équivalent et D_i la différence de niveau entre deux courbes consécutives. ΣD_i est la dénivelée totale du bassin Δ et $\frac{1}{A} = \frac{1}{L}$, L étant la longueur du rectangle équivalent. On a donc :

$$S = \frac{\Delta}{L} \tag{9-III}$$

Au fond, le calcul direct à partir de l'hypsométrie naturelle du bassin et le calcul à partir du rectangle équivalent constituent deux méthodes différentes pour déterminer sur quelle

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

longueur on doit appliquer la dénivelée totale en vue du calcul de la pente moyenne; mais cette pente moyenne, tous calculs faits, ne tient pas compte de la forme de la courbe hypsométrique, donnée pourtant capitale pour l'écoulement et surtout pour le ruissellement. C'est pour tenir compte de ce dernier facteur que nous avons proposé un indice de pente, plus artificiel que la pente moyenne, mais rendant mieux compte, à notre avis, de l'influence du facteur pente sur le régime hydrologique du bassin.

Supposons que les lignes de niveau du bassin soient cotées a_o, (exutoire), $a_1 \ldots a_i \ldots a_n$ (point culminant). La pente moyenne dans l'élément compris entre les courbes de niveau cotées a_{i-1} et a_i est $\frac{a_i - a_{i-1}}{x_i}$, x_i étant la distance qui sépare les deux courbes sur le rectangle équivalent. L'indice de pente proposé est la somme des racines carrées des pentes moyenne de chacun des éléments, pondérées par la surface intéressée, soit :

$$I_P = \frac{1}{L} \sum_{i=1}^{n} x_i \sqrt{\frac{a_i - a_{i-1}}{x_i}} \qquad \text{(10-III)}$$

Si l'on désigne par β_i la fraction de la surface totale du bassin comprise entre les cotes a_i et a_{i-1}, fraction donnée par le tableau de répartition hypsométrique, on a :

$$I_P = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_{i=1}^{n} x_i \sqrt{\beta_i (a_i - a_{i-1})} \qquad \text{(11-III)}$$

Exemples :

Betsiboka à Ambodiroka (L = 238 km) :

$$I_P = \frac{1}{\sqrt{238}} \left[\sqrt{0{,}03 \times 0{,}260} + \sqrt{0{,}10 \times 0{,}300} + \sqrt{0{,}18 \times 0{,}300} + \sqrt{0{,}37 \times 0{,}300} + \sqrt{0{,}30 \times 0{,}300} + \sqrt{0{,}02 \times 0{,}300} \right] = 0{,}078.$$

TABLEAU XXVI

État	Bassin	Superficie (km²)	K	L (km)	I_P
Guinée	Milo à Kankan	9 900	1,52	226	0,051
Cameroun	Wouri à Yabassi	8 250	1,27	151	0,112
Cameroun	Sanaga à Édéa	135 000	1,24	581	0,051
Cameroun	Lom à Bétaré-Oya	10 680	1,24	162	0,049
Cameroun	Lokoundjé à Lolodorf	1 177	1,37	66	0,080
Cameroun	Bénouè à Garoua	64 000	1,26	415	0,042
Rép. Centrafricaine	Oubangui à Bangui	500 000	1,38	1 380	0,015 (1)
Rép. Centrafricaine	M'Bali à Bouali	4 905	1,54	162	0,045 (1)
Rép. Centrafricaine	Lobaye à M'Bata	30 000	1,62	430	0,037
Rép. Centrafricaine	M'Bomou à Bangassou	116 000	1,34	626	0,027
Tchad	Bahr Sara à Moïssala	67 600	1,34	478	0,039
Tchad	Logone à Bongor	73 700	1,43	562	0,042
Tchad	Logone à Moundou	34 900	1,38	365	0,050
Tchad	M'Béré à M'Béré	7 100	1,53	194	0,063

(1) Valeurs très approximatives.

BCEOM SI CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Ikopa à Antsatrana (L = 278 km) :

$$I_P = \frac{1}{\sqrt{278}}\left[\sqrt{0{,}01 \times 0{,}300} + \sqrt{0{,}14 \times 0{,}300} + \sqrt{0{,}23 \times 0{,}300} + \sqrt{0{,}49 \times 0{,}300} + \sqrt{0{,}12 \times 0{,}300} + \sqrt{0{,}01 \times 0{,}300}\right] = 0{,}069.$$

On a vu, tableau XXVI, les indices de pente ainsi calculés pour quelques bassins d'Afrique de l'Ouest d'expression française.

E) Le réseau hydrographique

On appelle ainsi l'ensemble des canaux de drainage naturels, permanents ou temporaires, par où s'écoulent les deaux provenant du ruissellement ou restituées par les nappes souterraines, soit sous forme de sources, soit par restitution continue le long du lit du cours d'eau.

a) TRACÉ EN PLAN

Parmi les éléments d'un réseau de drainage, on distingue d'abord le cours d'eau principal. Dans la partie inférieure du bassin, c'est une notion qui ne présente généralement pas de difficulté : le lit du cours principal est nettement plus large que celui des affluents, son débit plus abondant. Dans le bassin moyen on peut parfois hésiter entre différents cours d'eau et la difficulté s'accroît lorsqu'on atteint la partie la plus haute du bassin : faut-il choisir le cours d'eau le plus abondant, le plus long ou celui qui a le plus grand bassin? Le débat peut sembler purement académique, mais il est des cas où il revêt une certaine importance pratique, comme dans certains problèmes de délimitation de frontière où celle-ci a été fixée par un traité de façon peu précise : « telle rivière tiendra lieu de frontière », alors que la tradition ne nomme ainsi que la partie inférieure de son cours. Lorsque la discussion n'entraîne pas de conséquences pratiques, il serait logique pour l'hydrologue de choisir la branche la plus abondante, logique mais peu pratique. On préfère souvent choisir la branche la plus longue, à moins que la tradition n'ait décidé autrement. Du point de vue toponymie, il est du reste fréquent, surtout en Afrique, que le cours principal change de nom suivant les régions.

Le cours principal est alimenté par les affluents de premier ordre (ou affluents) eux-mêmes approvisionnés par les affluents de second ordre (affluents secondaires ou sous-affluents) etc., jusqu'aux ruisselets et petits cours d'eau de tête de bassin formant ce que les dessinateurs cartographes appellent familièrement le *chevelu*. Notons du reste que cette notion de *chevelu* est toute relative : tel cours d'eau faisant partie du *chevelu* d'un grand bassin sera considéré comme un cours principal si on l'étudie en bassin expérimental.

Dans certains cas, il peut y avoir intérêt à classer les éléments du réseau en les numérotant. Là encore il y a plusieurs écoles. La méthode allemande consiste à affecter au cours principal, choisi comme nous l'avons dit précédemment, le n° 1; chacun des affluents directs est numéroté 2, les sous-affluents 3, etc. Cette méthode présente un inconvénient : le numéro d'ordre d'un cours d'eau ne renseigne en rien sur son importance, un ruisseau insignifiant pouvant très bien être un affluent direct. On a proposé (Wisler et Brater) d'affecter au contraire le n° 1 aux cours d'eau ne recevant aucun affluent, le n° 2 à ceux qui ne reçoivent que des affluents n° 1, le numéro 3 à ceux qui sont fournis par le confluent de deux cours d'eau n° 2, etc. Le nombre affecté au cours principal à l'exutoire désigne donc le nombre maximal d'embranchements de tous ordres, chaque ordre n'étant compté qu'une fois : c'est une indication sur l'importance du cours principal. Si l'on tient à conserver à ce dernier l'étiquette *1er ordre* on peut, une fois le travail précédent effectué, adopter la numérotation inverse.

BOUNDARY UNIVERSITY LIBRARY

La densité du drainage est définie pour un bassin donné de superficie A, comme la longueur moyenne du réseau par kilomètre carré. Si on désigne par L_i la longueur d'un affluent d'ordre quelconque ou du cours principal, la densité de drainage est donc égale à :

$$D_d = \frac{\Sigma L_i}{A} \qquad (12\text{-III})$$

la somme s'étendant en principe à tous les cours d'eau permanents ou non quelle que soit leur importance.

b) PROFIL EN LONG

Pour obtenir le profil en long d'une rivière, on porte sur un graphique, en abscisse la distance à l'exutoire, en ordonnée l'altitude du point correspondant. Les chutes brutales apparaissent sous forme d'un trait vertical, les chutes échelonnées et les rapides importants se

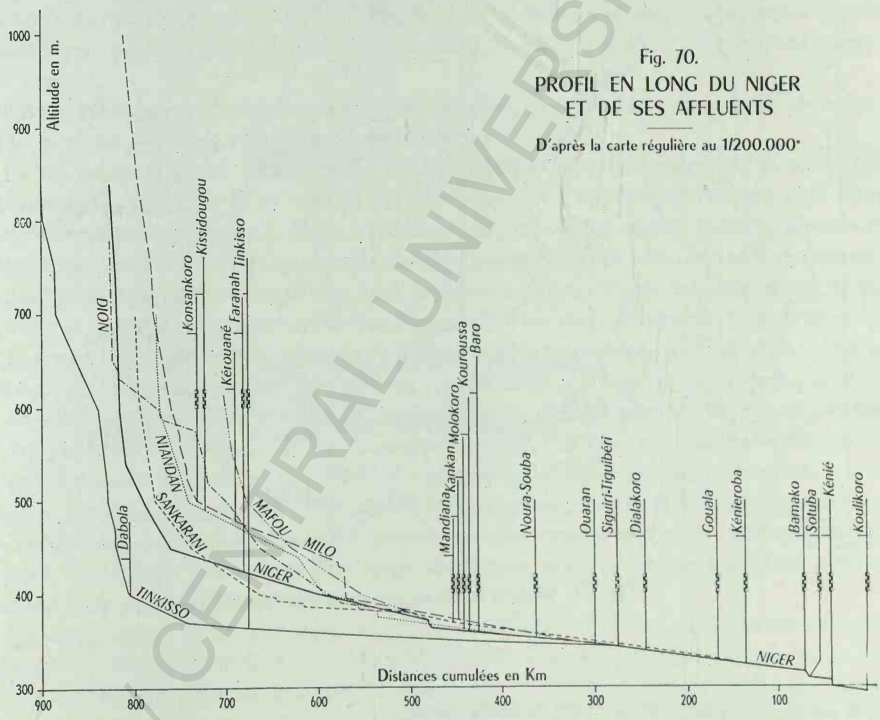


Fig. 70.
PROFIL EN LONG DU NIGER
ET DE SES AFFLUENTS
D'après la carte régulière au 1/200.000e

traduisent par une courbe à très forte pente. Le profil en long est établi à partir d'une carte si possible à grande échelle d'après les points cotés situés sur les berges de la rivière et les courbes de niveau; pour les chutes, il est bon de disposer de points cotés à leur amont et à leur aval immédiat. Les distances sont mesurées au curvimètre à partir de l'exutoire, en suivant le mieux possible les méandres de la rivière.

Des profils en long partiels et précis sont établis à partir de nivellements spéciaux pour tout aménagement de rivière. En général, on procède alors non pas sur les berges ou le fond du lit, mais par établissement des lignes d'eau pour différents débits.

Dans la description physique d'un bassin versant, on dresse sur le même graphique le profil en long du cours principal et des principaux éléments du réseau (exemple du Niger à la station de Koulikoro, fig. 70).

BOUTILLIER CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

F) Endoréisme

Il s'agit d'une forme spéciale du bassin versant dans laquelle le réseau n'est relié à aucun autre réseau, l'eau étant concentrée en un point du bassin lui-même, soit sous forme de lac ou de mare, soit par accumulation souterraine.

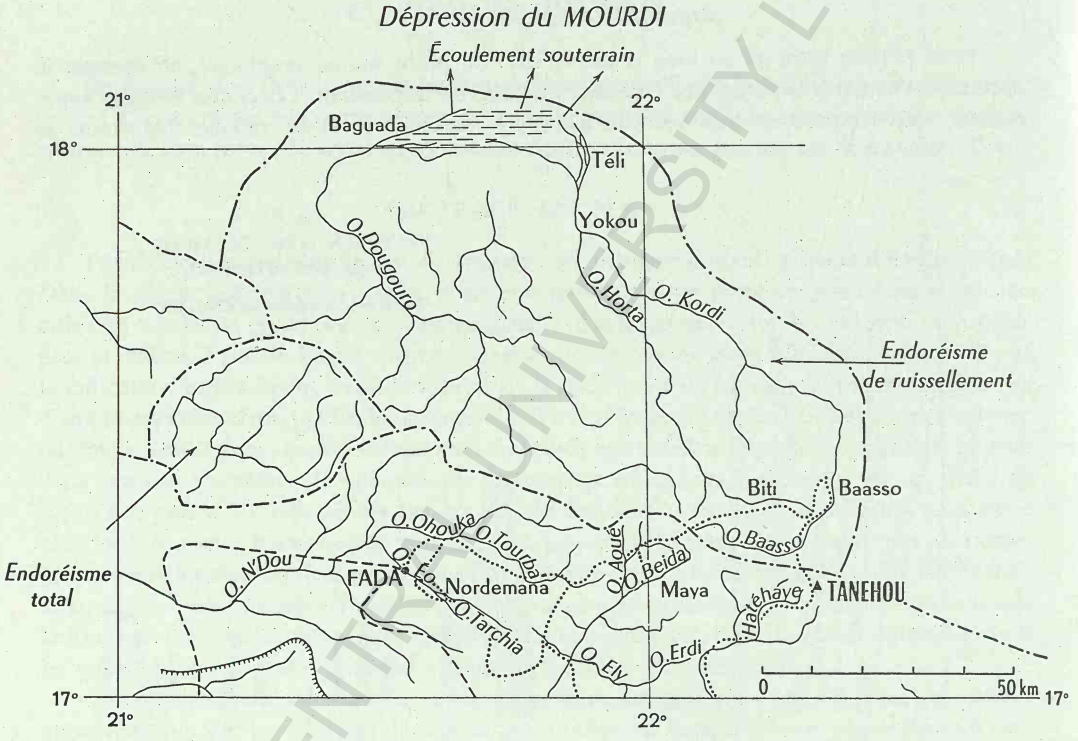


Fig. 71. Bassins endoréiques dans l'Ennédi (TCHAD)

On peut distinguer deux types d'endoréisme :

— *l'endoréisme de ruissellement* : les apports des différents éléments du réseau se concentrent à la limite du bassin, s'infiltrent et peuvent cheminer encore longtemps dans le sol pour éventuellement se mêler aux nappes provenant d'autres bassins;

— *l'endoréisme total* : les apports se concentrent en un point situé à l'intérieur du bassin (quelquefois à sa périphérie), forment en général un lac ou une mare permanente ou temporaire, sans infiltrations notables vers l'extérieur du bassin. Dans ce cas, tous les apports sont consommés sur place par évapotranspiration.

L'endoréisme peut être plus ou moins généralisé : bassins de quelques kilomètres carrés ou de plusieurs milliers de kilomètres carrés. Il est rare que dans ce dernier cas l'endoréisme soit total. Le bassin du lac Tchad peut cependant être considéré comme totalement endoréique,

BCUVS / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

mais quand on atteint de telles superficies de drainage, la notion d'endoréisme ne présente plus d'intérêt : le lac Tchad joue en fait le rôle d'une mer intérieure (*).

Signalons enfin que l'endoréisme est caractéristique des zones arides.

2. LE SOL

A) Caractéristiques des sols et régimes hydrologiques

Le sol agit de différentes manières sur le régime d'une rivière. Sa nature et surtout sa couleur interviennent dans le bilan thermique; par son influence sur le développement et la nature de la végétation, il agit indirectement sur l'évapotranspiration. Mais ce sont surtout les propriétés mécaniques des sols qui importent en hydrologie et ce sont les seules qui soient étudiées séparément du point de vue bilan (surtout à l'échelle fine de l'écoulement consécutif à une averse).

Un sol peut être soit compact (roche) et dans ce cas son étude relève de la géologie, soit meuble et c'est alors une question de pédologie.

Le sol compact est en général imperméable, soit par la nature même de la roche (granit sain), soit parce que celle-ci est recouverte d'une couche d'oxyde imperméable (cas fréquent dans les formations gréseuses). Il est cependant des cas où les roches peuvent absorber une certaine quantité d'eau : dans les fissures ou diaclases des roches naturellement imperméables, dans les formations rocheuses altérées dans la masse et formant des amas de blocs, de galets, de gravier et finalement de sable (on tombe alors dans le cas des sols meubles : arène granitique), dans le corps même des roches compactes lorsque celles-ci possèdent une capacité de rétention propre et qu'un système de diaclase permet l'infiltration par rupture de la pellicule d'oxyde (cas de certaines formations gréseuses). Enfin, dans ce dernier type de roches, la circulation de l'eau par percolation dans les micro-interstices leur conférant une perméabilité, provoque des transformations chimiques, la dissolution de certains éléments et leur migration, et finalement la formation de canaux pouvant atteindre des dimensions d'autant plus importantes qu'à partir d'un certain stade ils s'élargissent par des moyens purement mécaniques (effondrement). Ce dernier phénomène s'observe surtout en relief karstique (calcaire), mais aussi, beaucoup plus atténué, dans les grès.

Au cours d'une campagne dans le massif de l'Ennédi (Tchad), nous avons été amenés à mesurer le taux d'absorption des grès d'Aoué. Un échantillon de 31 fragments de roches prélevés au hasard a permis d'établir la courbe de répartition statistique tracée figure 72.

Des mesures *in situ* de la percolation naturelle, effectuées en perforant la couche d'oxyde imperméable sur une dalle de grès blanc parfaitement sain et en mesurant le débit venant de la roche gorgée d'eau à travers un trou calibré, ont donné des vitesses de percolation de 72 mm/h, 63 mm/h et 66 mm/h (les conditions de la mesure étant modifiées pour chaque essai). On a pu en déduire que pour l'échantillon de roches analysé, la vitesse de percolation devait être comprise en moyenne entre 90 et 100 mm/h. On voit que dans certains cas, à vrai dire assez rares, l'influence de la porosité de la roche compacte peut ne pas être négligeable : elle peut même être prépondérante si le bassin est entièrement rocheux et ne présente que des diaclases très étroites sans réseau important de canaux internes.

(*) Le lac Tchad et ses tributaires concourent certainement à alimenter des nappes souterraines qui s'étendent en dehors du bassin, mais ce phénomène met en jeu des débits tout à fait insignifiants par rapport à ceux que roulent ses tributaires.

L'analyse du sol meuble est plus complexe, quoique souvent plus accessible à l'expérimentation. Pour l'hydrologue, un sol est avant tout un mélange en proportions définies d'éléments plus ou moins fins, plus ou moins grossiers. En effet, c'est pratiquement la seule

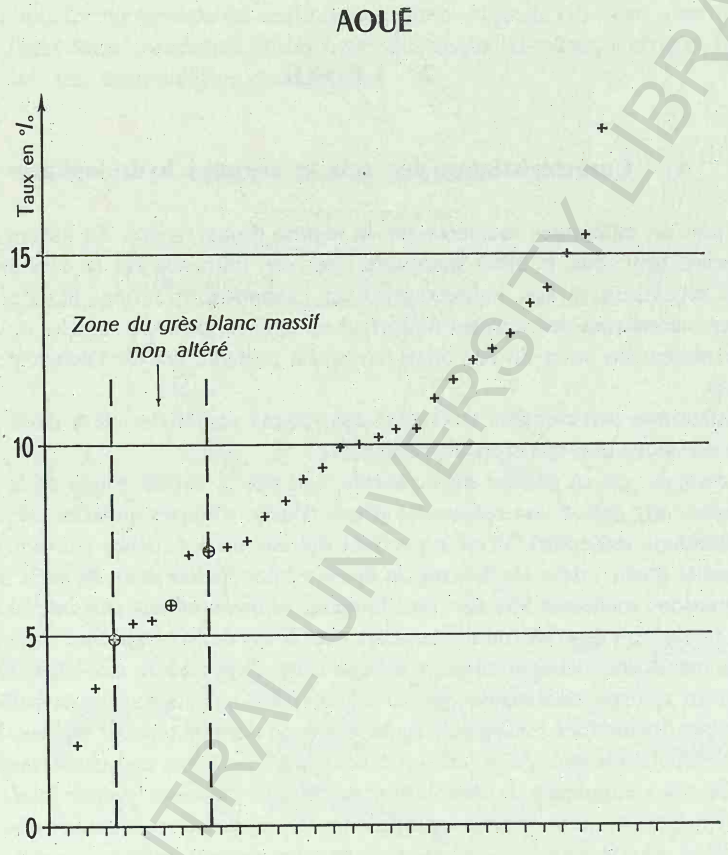


Fig. 72. Répartition des taux d'absorption des grès

dimension des particules qui régit les phénomènes d'infiltration : en gros, plus les particules seront d'une taille importante, plus le terrain sera perméable, c'est-à-dire favorable à l'infiltration. De ce point de vue, on adopte généralement la classification de la Société Internationale de la Science du Sol :

Diamètre des particules	
Gravier	plus de 2 mm;
Sable grossier	2 à 0,2 mm;
Sable fin	0,2 à 0,02 mm;
Limon	0,02 à 0,002 mm;
Argile	moins de 0,002 mm.

Le sol naturel est souvent un mélange de toutes ces catégories dont les limites sont d'ailleurs assez arbitraires. Il est défini en granulométrie, c'est-à-dire en ne considérant que la taille des particules dont il est formé, par sa courbe granulométrique : l'ordonnée d'un point de

BCU IASI CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

cette courbe représente le pourcentage du poids total de l'échantillon pour lequel le diamètre des particules est inférieur au diamètre porté en abscisse. L'échelle des diamètres est logarithmique de façon à pouvoir représenter correctement les différents ordres de grandeur. Pour une certaine forme de la courbe granulométrique, le sable (car il s'agit alors de sable) jouit, lorsqu'il est gorgé d'eau, d'une propriété curieuse appelée *thixotropie* : il prend brutalement une consistance fluide lorsqu'on le remue et redevient solide quand on le laisse

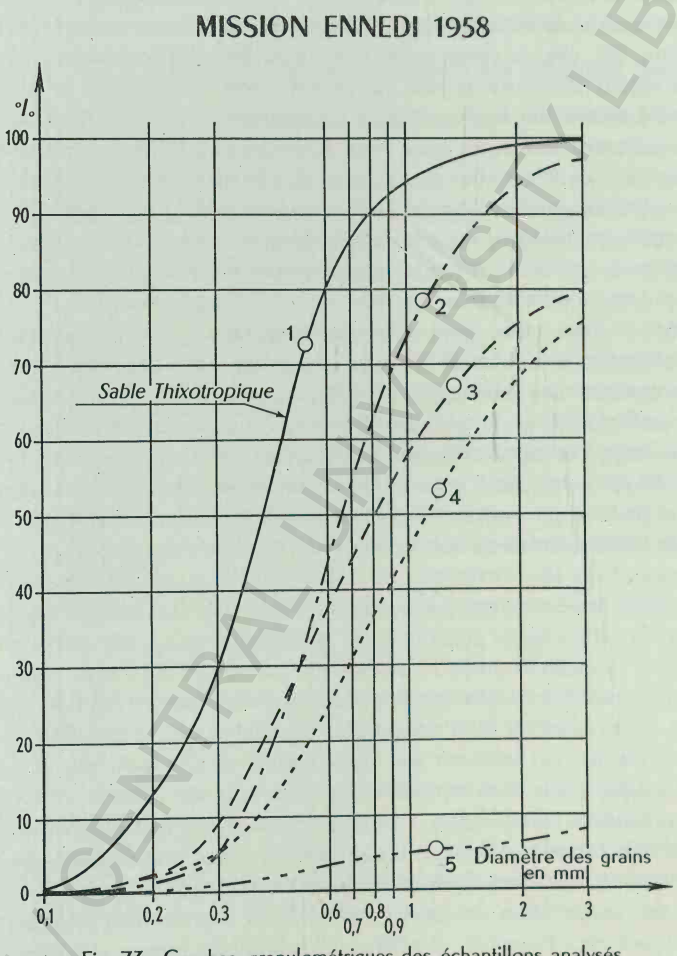


Fig. 73. Courbes granulométriques des échantillons analysés

au repos. Les Goranes de l'Ennédi connaissent bien ce phénomène et piétinent le sable mouillé du lit des Oueds pour extraire l'excès d'eau avant de faire passer les chameaux. La figure 73 donne quelques exemples de courbes granulométriques portant sur des sables et des graviers recueillis dans le lit des oueds de l'Ennédi.

Considérons maintenant la pluie tombant sur un sol sec : on sait qu'une partie au moins de cette pluie va pénétrer dans le sol, s'y fixer ou y transiter. D'abord, le sol retient l'eau par effet hygroscopique : fixation des molécules d'eau à la surface des particules du sol par attraction moléculaire. Il s'agit là d'un effet de surface et il faut s'attendre à ce qu'il soit d'autant plus important que la surface totale des particules contenues dans l'unité de masse ou de volume du sol est plus grande (surface interne spécifique). En l'absence d'eau liquide, l'état

BUNTSI CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

hygroscopique d'un sol donné, c'est-à-dire la quantité d'eau retenue de cette manière par unité de volume de ce sol, varie avec la tension de vapeur d'eau existant dans l'air, soit l'air libre pour la surface du sol, soit l'air inclus entre les particules pour l'intérieur du sol. Insignifiant pour les sols formés de matériaux grossiers, l'effet hygroscopique est prépondérant dans le comportement des argiles, surtout dans la gamme des particules les plus fines (sols colloïdaux). L'eau hygroscopique ne peut être arrachée au sol que par une diminution de la tension de vapeur d'eau dans l'air, c'est-à-dire, si l'humidité spécifique de l'air ne varie pas, par une augmentation de la température. C'est donc un phénomène très différent de celui de l'évaporation, qui, elle, se poursuit jusqu'à épuisement des ressources en eau pourvu que la tension de vapeur saturante ne soit pas atteinte dans l'atmosphère environnante.

Une fois les possibilités hygroscopiques du matériau satisfaites, l'eau infiltrée se trouve soumise à deux champs de forces : celui de la pesanteur et celui de la capillarité. Au début de l'infiltration, en sol sec, il est clair que l'action de ces deux champs va s'additionner : l'eau est à la fois entraînée par son propre poids et aspirée par la capillarité du sol.

A une certaine profondeur, l'eau infiltrée rencontre un niveau imperméable et il se forme une nappe. Supposons pour simplifier que la pluie tombe sur le sol avec une intensité constante : la nappe a sa propre loi d'écoulement qui dépend de la forme de sa surface et de la perméabilité du sol. On conçoit donc qu'au bout d'un certain temps il s'établisse un équilibre entre les apports de l'infiltration et le débit de la nappe (nous supposons que l'alimentation de la nappe provenant d'autres zones est constante). Les forces capillaires du sol situé au-dessus du niveau de la nappe, quasi statique sur une faible distance, ont alors tendance à faire remonter l'eau qui la compose jusqu'à un certain niveau : autrement dit, elles s'opposent aux forces de gravité.

Lorsqu'il ne pleut pas, on a ainsi au-dessus du niveau statique de la nappe une couche de sol (retenant de l'eau par capillarité) appelée *frange capillaire* : sa surface, très irrégulière, tient compte de l'hétérogénéité du sol. Le sol situé au-dessus de la frange capillaire ne contient en principe que de l'eau hygroscopique. La surface du sol, en contact avec l'atmosphère libre, a tendance à perdre son eau hygroscopique lorsque la tension de vapeur d'eau dans cet atmosphère diminue. Si cette couche constituait un échantillon isolé, nous avons vu que son état hygroscopique se modifierait jusqu'à obtenir un état d'équilibre avec l'humidité de l'air. Mais elle est en contact avec des couches sous-jacentes contenant de l'air plus humide que l'air extérieur, d'où recherche d'un nouvel état d'équilibre qui se manifeste par un transfert des molécules d'eau de l'air intérieur vers les particules de la couche de sol supérieure. L'air intérieur ainsi asséché puise dans la réserve hygrométrique des couches inférieures, qui à leur tour doivent se mettre en équilibre avec l'air plus humide de couches encore plus profondes, etc. On arrive ainsi à la frange capillaire qui, pour satisfaire aux demandes en eau provenant des couches de sol placées au-dessus d'elle, puise à son tour dans la nappe : ainsi peut s'expliquer le mécanisme de l'évaporation des nappes. D'après ce schéma, rien n'empêche une nappe, même très profonde, de s'évaporer : il suffit que l'atmosphère libre ne soit pas saturé de vapeur d'eau. En fait, les échanges auxquels nous avons fait allusion sont très lents et l'évaporation n'est effective que pour une nappe située à quelques mètres seulement au-dessous du sol.

Le schéma que nous venons d'exposer, basé sur la notion classique de capillarité, est toutefois un peu simpliste et ne permet pas d'expliquer tous les phénomènes de fluctuation des nappes. En fait, une étude plus élaborée du milieu complexe solide-liquide-gaz dans lequel évoluent les échanges hydriques air-sol montre que d'autres forces interviennent et qu'il faut considérer le phénomène non seulement d'un point de vue mécanique, mais aussi d'un point de vue thermodynamique. On est alors amené à considérer, en chaque point du terrain, non plus l'équilibre mécanique entre la gravité et les forces capillaires, mais le niveau énergétique de l'eau à l'intérieur du sol. S'il y a équilibre, ce niveau énergétique doit être le même en tout point et, si l'on néglige la pesanteur, il doit y avoir partout égalité de la tension de vapeur

partielle de l'eau contenue dans l'air du sol, et partout égalité de l'état traction de l'eau liquide. On a par ailleurs, entre la tension de vapeur et l'état de traction de l'eau liquide, la relation de Kelvin :

$$\log \frac{e}{e_w(\mathrm{T})} = -\frac{hg}{r\mathrm{T}} \qquad \text{(13-III)}$$

où e est la tension de vapeur partielle, $e_w(\mathrm{T})$ la tension de vapeur saturante à la température absolue T, h l'état de traction de l'eau liquide, g la constante gravimètrique, r la constante des gaz parfaits. Or $h = \frac{\tau}{\mathrm{R}}$ où τ est la tension superficielle des ménisques formés par l'eau liquide et R le rayon moyen de ces ménisques, ce qui rattache h aux caractéristiques purement géométriques de l'eau liquide contenue dans le sol, c'est-à-dire finalement à la teneur en eau liquide du sol. Comme h est lié à l'humidité relative de l'air contenu dans le sol par la relation de Kelvin, ce qui est vrai pour l'état de traction h l'est également pour la tension partielle de vapeur, si la température ne varie pas. Il existe donc une relation d'équilibre entre l'état de traction de l'eau liquide contenue dans le sol non saturé et la teneur en eau globale de ce sol, relation définie pour une température déterminée. Une telle relation est appelée *loi de succion* et on désigne par *succion* ou *potentiel capillaire* le logarithme de la traction.

En termes plus simples, à une teneur en eau donnée d'un sol déterminé et pour une température donnée, l'eau liquide contenue dans le sol est douée d'une force de succion définie sans ambiguïté. Il faut s'attendre à ce que cette force de succion, combinée aux forces de gravité, aboutisse en général à une mise en mouvement de la masse fluide (non-équilibre). Mais l'équation du débit ne contiendra pas uniquement des facteurs mécaniques, car la température intervient dans la définition des forces de succion. On devra donc tenir compte de la température en chaque point du sol perméable, et par conséquent introduire les équations concernant le transfert de la chaleur.

L'état de mouvement du fluide s'exprimera donc par les équations classiques :

$$q \text{ débit par unité de section} = \mathrm{K}\ \mathrm{grad}\ (h - z) \qquad \text{(14-III)}$$

z désignant la cote du volume élémentaire considéré par rapport à un plan de référence arbitraire

et

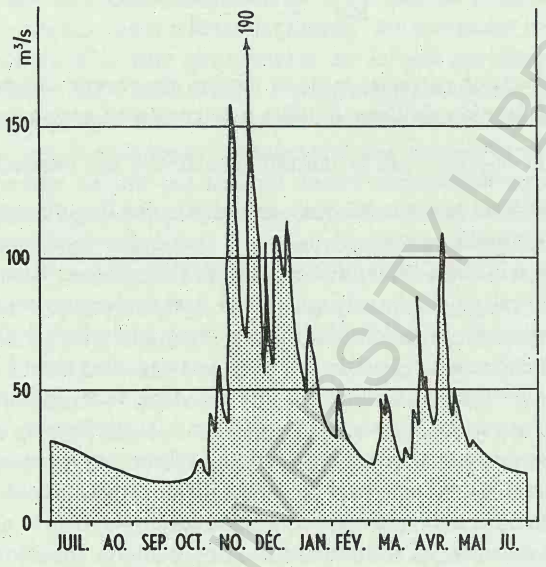
$$\mathrm{div}\ \rho\, q = -\frac{\partial \rho}{\partial t} \qquad \text{(15-III)}$$

où ρ est la masse, variable, du fluide par unité de volume. La première équation traduit l'action des forces s'exerçant sur le fluide, la seconde exprime la propriété de continuité du fluide compressible. K et h sont des fonctions de la température et de la teneur en eau; leur détermination en chaque point et à chaque instant nécessite donc la connaissance des lois de transfert de la chaleur.

La théorie de la succion permet de rendre compte des migrations de l'eau dans les parties du sol non saturé. Elle prend d'autant plus d'importance que le matériau constituant le sol est plus grossier; ceci explique que cette question ait été soulevée par des ingénieurs ayant eu à s'occuper de problèmes de nappes dans les sables des ergs. Elle se traduit en pratique par le fait que le sable peut absorber de l'eau en l'absence de toute précipitation, que l'influence des précipitations se fait sentir sur une couche de sable très peu épaisse (guère plus de 50 cm) et que la partie du sol située au-dessus de la nappe et au-dessous de cette couche de contact est surtout influencée par l'état de la nappe et les fluctuations saisonnières de la température du sable. Notons que l'état de la nappe est également sous l'influence des variations saisonnières de température. Toutefois, les précipitations exceptionnellement fortes se font sentir sur toute l'épaisseur de la couche sableuse.

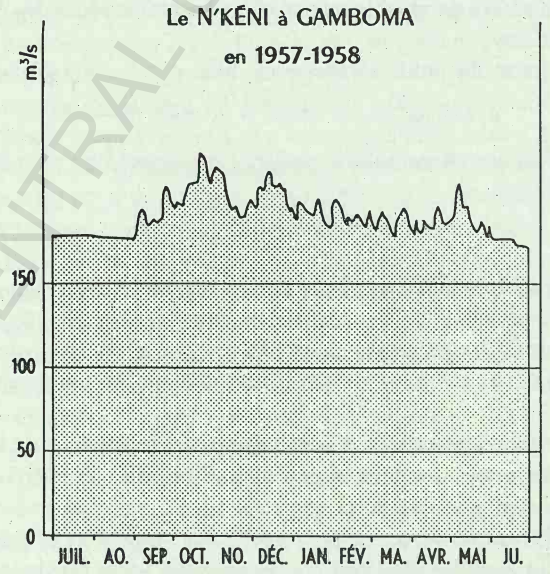
BCEOM CENTRAL DOCUMENT LIBRARY

La FOULAKARY au bac de KIMPANZOU
en 1957-1958



A. Bassin très peu perméable

Le N'KÉNI à GAMBOMA
en 1957-1958



B. Bassin très perméable. Couche sableuse puissante (Plateaux Batékés)

Fig. 74. Influence de la capacité de rétention sur le régime hydrologique
Les régimes pluviométriques des deux bassins sont très voisins (Équatorial Sud)

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Dans les régions où les précipitations sont nombreuses et fortes, la notion de succion ne présente guère d'intérêt et le schéma classique basé uniquement sur la considération des forces de capillarité et de gravité conserve tout son intérêt.

Revenons maintenant à l'infiltration durant une pluie. Celle-ci est limitée par ce qu'on appelle la capacité d'infiltration du terrain, c'est-à-dire la vitesse maximale possible d'infiltration d'une lame d'eau le recouvrant, compte tenu de son état. Si l'intensité de la pluie est supérieure à cette capacité, l'excédent ne pourra pas s'infiltrer mais ruissellera sur le terrain. Lorsque le sol est sec, nous avons vu que les effets de la capillarité de l'hygroscopie et de la gravité s'ajoutent : la capacité d'infiltration est très forte. Elle diminue ensuite avec l'engorgement des canaux capillaires et la saturation de la rétention hygroscopique. Lorsque tout l'air a été chassé, que tous les interstices du sol sont pleins d'eau, on dit que le sol est saturé : il ne peut pas alors absorber plus d'eau que la nappe ne peut en évacuer, d'où la notion de capacité limite d'infiltration. Certains auteurs admettent que la capacité d'infiltration diminue au cours d'une pluie, en fonction du temps, suivant une loi :

$$C = C_l + C_o{}^{-e^{\alpha t}} \qquad \text{(16-III)}$$

C_l étant la capacité limite.

Nous verrons, au paragraphe C de ce chapitre, que la variation de la capacité d'infiltration prend une toute autre allure lorsque la couche superficielle du sol est très argileuse. L'effet d'adsorption est alors prépondérant : il provoque un gonflement des argiles qui rend le terrain pratiquement imperméable peu après le début de la précipitation (effet de peau).

A l'échelle d'une période assez longue, l'infiltration agit comme un régulateur du régime en mettant en réserve une partie de l'eau de pluie qu'elle restitue ultérieurement, et plus lentement, à la rivière. Lorsque les couches perméables sont très puissantes, cet effet régulateur peut être spectaculaire; c'est le cas des sables roux des plateaux Batékés (Congo). L'infiltration peut aussi, dans certains cas, augmenter le rendement hydrologique d'un bassin (bilan) en mettant à l'abri de l'évaporation une partie des précipitations, surtout s'il s'agit de nappes relativement profondes. Les possibilités d'emmagasinement du sous-sol d'un bassin sont appelées *capacité de rétention* ; c'est une dénomination plutôt qualitative en général non chiffrable.

Un sol imperméable aboutit au contraire à un régime irrégulier. Si le bassin est accidenté, les crues seront brutales; si le bassin est plat, la rétention de surface (partie des précipitations qui est interceptée à la surface du sol) sera importante et les pertes par évaporation seront élevées.

B) Mesure directe de l'infiltration

D'après la définition de la capacité d'infiltration, on peut penser que sa mesure est simple, puisqu'il suffit d'observer la vitesse de descente d'un plan d'eau l'intérieur d'une enceinte étanche, l'eau n'ayant d'autre possibilité que de s'infiltrer dans le sol. En fait il existe quelques difficultés d'ordre pratique, mais la mesure de la capacité d'infiltration en un point donné du terrain et à un instant donné reste malgré tout une opération relativement aisée. La véritable difficulté commence lorsqu'on veut tirer parti d'un certain nombre de mesures pour caractériser l'ensemble d'un bassin. D'une part, le terrain est souvent très hétérogène du point de vue perméabilité, d'autre part, pour les sols contenant de l'argile, la capacité d'infiltration varie avec le taux de saturation, qui varie lui-même dans le temps. Il en résulte qu'on ne peut pas faire des mesures en différents points du terrain, dans des conditions de saturation comparables. Il faut donc, à chaque mesure, évaluer d'une façon ou de l'autre l'état de saturation du sol.

Le mieux est d'établir un test basé sur l'analyse hydrique d'un prélèvement fait au moment de la mesure et descendant jusqu'à une profondeur suffisante, mais cela représente un travail souvent incompatible avec la nature extensive des études entreprises. On a alors recours aux indices de saturation dont il sera parlé ultérieurement. Pour tenir compte de l'hétérogénéité spatiale, il n'y a qu'une solution : faire beaucoup de mesures.

Enfin, les mesures directes d'infiltration ne peuvent rendre compte d'un certain nombre de phénomènes. La mince pellicule de matériaux très fins, parfois colloïdaux, qui rend pratiquement étanche le fond de certaines mares temporaires des zones arides, est fortement endommagée par les tentatives de mesure de l'infiltration. L'impact des gouttes de pluie sur le sol

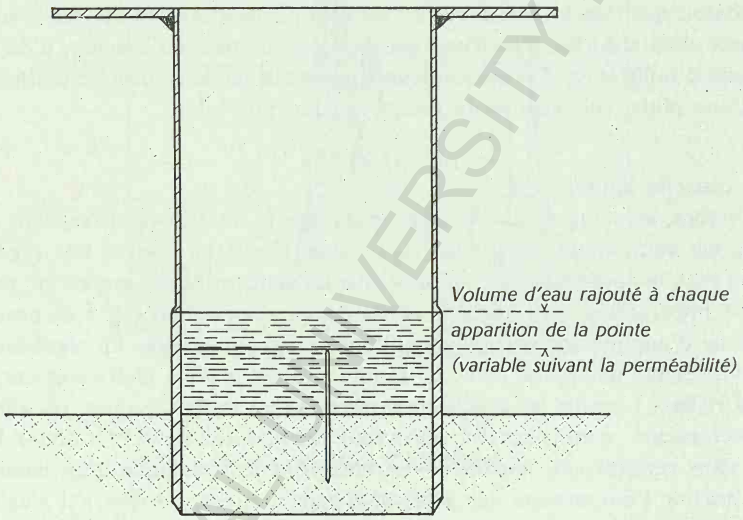


Fig. 75. Méthode Muntz

peut aussi modifier grandement les conditions d'infiltration en surface qui sont souvent plus déterminantes que les conditions à l'intérieur du sol. Les fissures, notamment celles qui sont dues au retrait lors du séchage des sols argileux, sont susceptibles de faciliter beaucoup l'infiltration naturelle : le phénomène n'est pas accessible à la mesure directe.

Les premières mesures directes de l'infiltration intéressaient des surfaces assez grandes (2 m^2). Actuellement, les méthodes les plus connues en France et dans les États Africains d'expression française, sont celle de Muntz et celle de Porchet.

La méthode Muntz utilise (fig. 75) un cylindre en tôle épaisse, de section intérieure 100 cm^2 ($\varnothing$ = 112 mm) et de 25 cm de haut. Le bord supérieur est renforcé par une virole extérieure ou une couronne soudée. Le cylindre est enfoncé dans le sol de 5 cm environ en prenant soin de l'ébranler le moins possible. L'alimentation peut se faire, soit par un flacon-verseur transparent à niveau constant, spécialement gradué en hauteurs d'infiltration, soit de la manière suivante : une pointe fine est enfoncée dans le sol de manière à dépasser d'environ 3 à 4 cm. Au début de la mesure, on remplit d'abord avec précaution pour ne pas déranger la surface du sol, jusqu'à affleurement de la pointe. On ajoute alors une quantité d'eau connue au moyen d'un récipient taré, tout en déclenchant un chronomètre à aiguille rattrapante. Au moment où la pointe réapparaît, on rajoute le même volume d'eau tout en arrêtant une des aiguilles du chronomètre (à laquelle on fait rattraper l'autre, une fois la lecture faite), etc. Personnel-

BCU/AUF CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

lement, nous préférons cette méthode car les flacons doseurs fonctionnent rarement de façon satisfaisante.

Le service hydrologique de l'Orstom a souvent pratiqué la méthode Muntz en utilisant des cylindres de 400 cm² : le seul inconvénient est d'augmenter la consommation d'eau, ce qui est ennuyeux surtout dans les zones arides.

On peut adresser un certain nombre de reproches à cette méthode, dont les plus graves sont de modifier quelque peu le sol par l'enfoncement du tube, quelles que soient les précautions prises et de s'infiltrer dans une section mal définie à cause de l'*éclatement* de la veine d'infiltration à la sortie du tube. On peut remédier partiellement au premier de ces défauts en augmentant le diamètre de l'appareil. Le second peut être corrigé en adjoignant au tube de mesure un tube concentrique plus large : on maintient dans l'espace annulaire compris entre les deux tubes un niveau d'eau voisin de celui qui règne dans le tube central. Le tracé des lignes de courant dans la partie servant effectivement à la mesure se trouve ainsi redressé ; l'anneau d'infiltration jouant un rôle analogue à celui de l'anneau de garde en électricité.

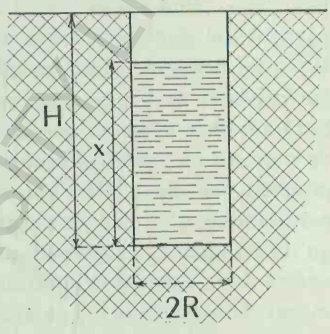


Fig. 76. Méthode Porchet

Une seconde manière de mesurer la capacité d'infiltration, plus simple et dont on dit beaucoup de bien, est la méthode Porchet. On creuse un trou de rayon R et de profondeur H, que l'on remplit d'eau. On note ensuite, à intervalle régulier, la hauteur x de l'eau au-dessus du fond du trou. Pour une cote x, la surface d'infiltration est $\pi R^2 + 2\pi Rx$ ou $2\pi R\left(x + \frac{R}{2}\right)$ et le débit d'infiltration $2K\pi R\left(x + \frac{R}{2}\right)$, K étant le coefficient d'infiltration. D'autre part, pendant un temps très petit, le débit peut s'écrire aussi : $q = -\pi R^2 \frac{dx}{dt}$. En combinant ces deux relations et en intégrant entre les points (x_1, t_1) et (x_2, t_2), on trouve aisément :

$$\text{Log}\left(x_2 + \frac{R}{2}\right) - \text{Log}\left(x_1 + \frac{R}{2}\right) = -\frac{2K(t_2 - t_1)}{R} \qquad (17\text{-III})$$

d'où

$$K = \frac{\varphi(x_1) - \varphi(x_2)}{\Delta t} \qquad (18\text{-III})$$

en posant

$$\varphi(x_1) = \frac{R}{2}\text{Log}\left(x_1 + \frac{R}{2}\right)$$

et

$$\Delta t = t_2 - t_1$$

$$\varphi(x_2) = \frac{R}{2}\text{Log}\left(x_2 + \frac{R}{2}\right)$$

Le dépouillement peut être simplifié par l'utilisation d'abaques. La méthode est employée en général avec des trous de faibles dimensions (diamètre de l'ordre de 10 cm) faits à la tarière.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

C) Caractéristiques de l'infiltration en hydrologie

a) LES INDICES DE SATURATION

Il a été dit précédemment que la capacité d'infiltration variait au cours du temps, soit augmentant par assèchement du sol (ressuyage) lorsqu'il ne pleut pas, soit diminuant pendant une pluie. Nous avons donné un schéma du mécanisme de l'infiltration qui explique cette particularité par l'engorgement successif des interstices du sol normalement remplis d'air. Il y a un deuxième aspect du phénomène qui met en jeu le gonflement des argiles colloïdales particulièrement hygroscopiques et pouvant retenir des quantités d'eau considérables. Si un terrain n'était composé que de sable pur, sa capacité d'infiltration serait constante à partir du moment où l'eau hygroscopique serait en place, ce qui pour un sable relativement grossier exigerait peu d'eau. De plus, la diminution du diamètre des canaux capillaires, donc de la perméabilité, n'est pas sensiblement modifiée par la pellicule d'eau hygroscopique. Il s'ensuit qu'il faut attendre la saturation complète de toute la masse du sol pour enregistrer une diminution de la capacité d'infiltration suivant le mécanisme que nous avons déjà décrit. Il n'en va pas de même si le sol contient des produits très fins et notamment des argiles colloïdales. La pellicule d'eau hygroscopique entourant les particules arrive non seulement à remplir tout le vide interstitiel, mais même à le trouver trop étroit et à exercer une pression sur les particules environnantes (d'où le gonflement hygroscopique des terrains argileux). On conçoit que, dans ces conditions, la capacité d'infiltration d'un sol contenant de l'argile, et c'est le cas de presque tous les sols, diminue avec son degré de saturation hygroscopique d'autant plus rapidement qu'il s'agit d'argiles plus fines en pourcentage plus élevé dans le terrain.

Il est donc intéressant de disposer d'un paramètre simple permettant de caractériser, même grossièrement, l'état de saturation du terrain juste avant une précipitation, puisque, de cet état de saturation, dépendra la fraction de la précipitation qui s'infiltrera et sera perdue pour le ruissellement.

Kohler donne un indice de saturation :

$$I = \alpha_1 P_1 + \alpha_2 P_2 + \ldots + \alpha_n P_n \qquad (19\text{-III})$$

dans lequel P_1 est la hauteur de précipitation tombée le jour précédent, P_2 deux jours avant, etc. Il est clair que les coefficients α correspondent à la manière dont la précipitation intervient pour définir la saturation du terrain dans ses effets sur le ruissellement. Ce sont là des paramètres un peu arbitraires et difficiles à évaluer.

Des indices simplifiés, dérivés de celui de Kohler, ont été avancés par différents auteurs. Dans les études sur bassins-échantillons effectuées par l'Orstom, on voit souvent apparaître un indice de la forme :

$$I = \alpha P_1 (K - t_a) \qquad (20\text{-III})$$

t_a désignant l'intervalle de temps en jours ou en heures séparant l'averse étudiée de la précédente averse P_1 supérieure ou égale à 5 ou 10 mm. Il est évident que l'emploi d'un tel indice est délicat et demande un certain doigté, en particulier pour la manière de fixer le seuil de précipitation que l'on suppose avoir eu quelque influence sur la saturation du terrain.

MM. Braquaval et Rochette, au cours d'études sur les bassins expérimentaux du Mayonkouré (Guinée), ont proposé de prendre comme indice de saturation :

$$S = \Sigma P_i \frac{(K - t_i)}{100} \qquad (21\text{-III})$$

BCEOM - ASSISTANCE TECHNIQUE - LIBRARY

où P_i désigne une précipitation antérieure, en millimètres, tombée t_i heures avant l'averse étudiée. La somme s'étend à toutes les précipitations antérieures ayant pu raisonnablement affecter l'état de saturation du sol à l'instant précédant l'averse étudiée; elle englobe également la pluie préliminaire, c'est-à-dire la partie de l'averse précédant la pluie efficace, prise avec $t_i = 0$ (voir la méthode de l'hydrogramme unitaire). K est une caractéristique du terrain.

D'autres méthodes d'approche ont été proposées. Nous citerons en particulier celle des hydrologues du Tchad : précipitation-limite d'écoulement de Bouchardeau. On pointe sur un graphique portant en ordonnée la hauteur de précipitation et en abscisse l'écart de temps

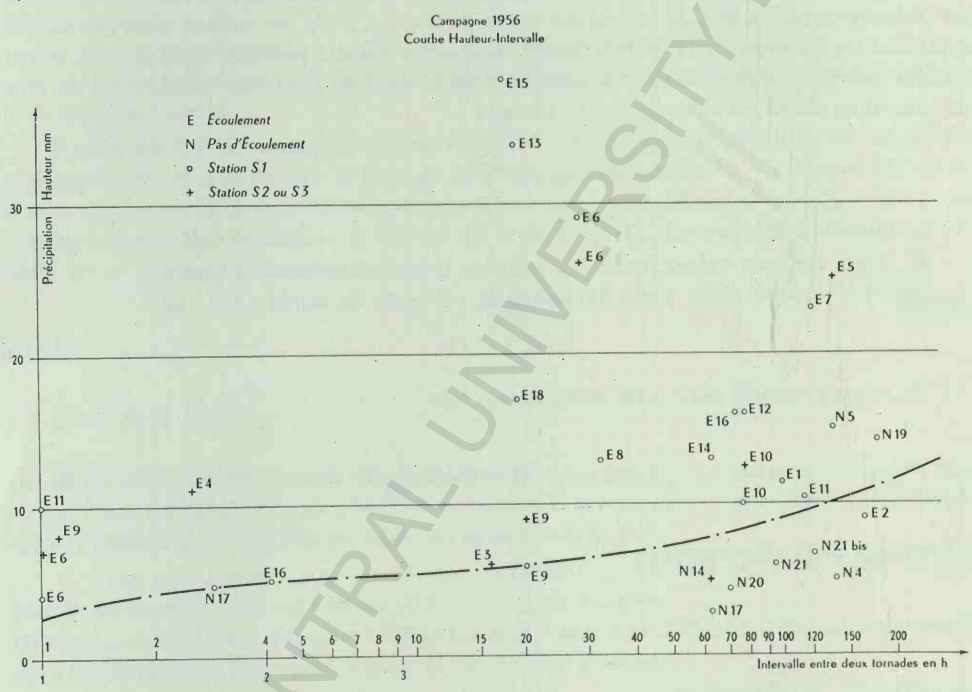


Fig. 77 Recherche de la précipitation limite de ruissellement sur le bassin de l'Ouadi KAOUN (TCHAD)

entre l'averse et la précipitation antérieure la plus proche susceptible d'avoir eu une influence notable sur l'état de saturation du terrain, toutes les averses observées sur un bassin donné, en utilisant des signes différents pour celles qui ont donné lieu à écoulement et les autres. On obtient ainsi une courbe de précipitations-limites caractérisant l'état de saturation du terrain *du point de vue de son influence sur l'écoulement* en fonction du seul écart de temps à la pluie antérieure.

b) LE COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT

C'est le rapport du volume ruisselé sur un bassin au cours d'une averse au volume précipité par cette averse. Son calcul constitue une estimation indirecte du volume d'eau infiltré dans le sol, mais tient compte également des pertes par interception et par rétention de surface, dont une partie est consommée ultérieurement par l'évaporation.

RCU IAS CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

c) LA CAPACITÉ D'ABSORPTION

L'absorption comporte surtout de l'infiltration, mais aussi les pertes par interception et rétention de surface : les pertes par évaporation directe sont en général négligeables pendant la durée d'une averse. En un point donné, la capacité d'absorption est bien définie.

Si l'on s'écarte du cas ponctuel, et en particulier si l'on considère une superficie de plusieurs kilomètres carrés, le terrain présente en ses divers points des conditions morphologiques diverses et notamment des perméabilités différentes.

Désignons par C_1, C_2, ..., C_n les différentes capacités d'infiltration pouvant être observées sur le bassin pour un état de saturation donné par P_1, P_2, ... P_n les surfaces correspondantes exprimées en fractions de la surface totale. Supposons d'autre part que C_1, C_2, ... C_n soient classées par valeurs croissantes. La capacité d'infiltration moyenne du bassin pour un état de saturation défini est donnée par la formule :

$$C_m = \sum_{1}^{n} C_k P_k \tag{22-III}$$

C_m tend vers une valeur limite C_M pour un bassin complètement saturé.

Soit I l'intensité d'une pluie homogène et uniforme de durée t telle que :

$$C_i \leqslant I < C_{i+1} \tag{23-III}$$

Le volume ruisselé pour cette précipitation sera :

$$V_r = \sum_{1}^{i} (I - C_k) P_k \frac{t}{60} S \tag{24-III}$$

et l'intensité de la pluie excédentaire :

$$I_e = \sum_{1}^{i} (I - C_k) P_k \tag{25-III}$$

La capacité d'infiltration observée à partir de la pluie et des débits sera donc une capacité apparente moyenne, C_{am} dont la valeur sera définie par la relation :

$$C_{am} = I - \sum_{1}^{i} (I - C_k) P_k \tag{26-III}$$

qui peut s'écrire :

$$C_{am} = C_n - \left(\sum_{i+1}^{n} C_k P_k - I \sum_{i+1}^{n} P_k \right) = C_n - \Delta(I) \tag{27-III}$$

L'inégalité $C_i \leqslant I < C_{i+1}$ montre que la fonction $\Delta(I)$ est positive en général, nulle pour $I \geqslant C_n$ et décroissante avec I.

Cette interprétation, due à Braquaval et Rochette, explique le fait expérimental suivant; la capacité apparente d'infiltration, la seule que l'on puisse valablement déterminer, croît avec l'intensité de la pluie pour un état de saturation donné. Elle montre également que la capacité

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

moyenne limite du bassin (C_M) ne peut être obtenue que si, dès le début de la pluie, le bassin est complètement saturé et si, évidemment, la condition $I \geqslant C_n$ est remplie pendant toute la durée de l'averse.

La détermination de la C_{am} est indirecte :

α) *Méthode simplifiée*

On admet :

— que la capacité d'absorption apparente moyenne C_{am} est uniforme sur l'ensemble du bassin;

— que le ruissellement est uniformément réparti sur l'ensemble du bassin;

— que le diagramme de l'averse est le même pour l'ensemble du bassin et équivalent au hyétogramme moyen.

Il suffit dès lors de calculer le volume ruisselé V_r. Il est égal par définition au volume de pluie excédentaire. On reporte la hauteur de pluie correspondante H_e sur l'extrémité de la pointe ou des pointes les plus fortes du hyétogramme moyen. On détermine ainsi du même coup la pluie efficace dont on calcule la hauteur H_E et la durée T_E. La capacité d'absorption est égale à :

$$C_{am} = \frac{H_E - H_e}{T_E} \qquad \text{(28-III)}$$

β) *Méthode de Horton*

Cette méthode tient compte des hauteurs d'eau enregistrées aux différentes stations pluviométriques du bassin. Elle est donc plus générale que la précédente : elle comporte une hypothèse restrictive de moins. Elle est basée sur deux observations :

— Très généralement, pour les averses importantes produisant les fortes crues, les diagrammes d'intensité sont semblables pour des stations voisines.

— Le ruissellement de surface est sensiblement égal à la différence entre les volumes de pluie et d'infiltration ayant lieu pendant la période *excédentaire*.

Nous exposerons le processus de la méthode sur un exemple concret tiré des études du Mayonkouré. Il s'agit d'une averse de hauteur totale moyenne de 13,5 mm sur un bassin de 6,5 km², ayant donné lieu, le 27 août 1956, à un volume ruisselé de 9 100 m³, soit une lame d'eau équivalente de 1,4 mm. Le bassin (fig. 78) comporte un seul pluviographe E_3 et 5 pluviomètres ordinaires : P_{16} à P_{20}.

Sur le tableau XXVII, on décompose et on classe le hyétogramme :

— La colonne (1) contient les intensités classées;

— Dans la colonne (2) on note les durées partielles correspondant à chaque intensité;

— Dans la colonne (3) on porte les hauteurs d'eau correspondant à chaque intensité. Pour la première ligne par exemple, on a :

$$H = \frac{72 \times 5}{60} = 6 \text{ mm}$$

— Dans la colonne (4), on porte le rapport de la hauteur de la colonne (3) à la hauteur totale de la pluie tombée au pluviographe (ici : 15,5 mm). On a par exemple pour la première ligne : 6/15,5 = 0,387. Ces rapports sont appelés *coefficients* dans le tableau.

BCU LAUSANNE UNIVERSITY LIBRARY

— Dans les colonnes (5), (6) et (7), on calcule les hauteurs de pluies qui correspondraient, pour des hyétogrammes affins, à des hauteurs totales de 20, 15 et 10 mm. Autrement dit, les chiffres portés dans ces colonnes sont égaux aux produits des coefficients de la colonne (4) par les hauteurs portées en tête des colonnes (5), (6) et (7). Pour la ligne 1, on trouve par exemple :

Colonne (5)..... $0{,}387 \times 20 = 7{,}75$
Colonne (6)..... $0{,}387 \times 15 = 5{,}80$
Colonne (7)..... $0{,}387 \times 10 = 3{,}87$

On ne conserve que les valeurs les plus élevées (notion de pluie utile).

TABLEAU XXVII

Décomposition du hyétogramme

Intensités (1)	Durée (2)	Hauteur correspondante (en mm) (3)	Coefficients (4)	20 mm (5)	15 mm (6)	10 mm (7)
72	5	6	0,387	7,75	5,80	3,87
30	3	1,5	0,097	1,94	1,46	0,97
20	6	2	0,129	2,58	1,94	1,29
15	6	1,5	0,097	1,94		
10	3	0,5	0,032			
7,5	4	0,5	0,032			

Sur le tableau XXVIII figurent les pluies excédentaires auxquelles aurait donné lieu le hyétogramme affin de hauteur totale 20 mm dans différentes hypothèses sur la valeur de la capacité d'absorption.

Par exemple, la hauteur de 7,75 mm tombée en 5 mn avec une intensité de $7{,}75 \times 60/5 = 93$ mm/h, aurait donné lieu, dans l'hypothèse d'une capacité d'absorption de 30 mm/h, à une pluie excédentaire de $(93 - 30) \times 5/60 = 5{,}25$ mm.

La dernière ligne du tableau donne les différentes hauteurs de pluie excédentaire (ou lame équivalente au volume ruisselé) pour la totalité de l'hydrogramme de ruissellement considéré dans les différentes hypothèses sur la valeur de la capacité d'absorption.

TABLEAU XXVIII

Pluie excédentaire pour une pluie de 20 mm

Hauteurs élémentaires	Capacité d'absorption (mm/h)			
	30	40	50	60
7,75	5,25	4,41	3,58	2,75
1,94	0,44	0	0	0
2,58	0	0	0	0
Pluie excédentaire (mm)	5,69	4,41	3,58	2,75

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Sur les tableaux XXIX et XXX, on fait la même opération pour des hydrogrammes affins de hauteurs totales 15 et 10 mm.

Les tableaux XXVIII, XXIX et XXX permettent de tracer le graphique 1 de la figure 78 qui donne, pour un hyétogramme de forme donnée, la variation de la hauteur excédentaire en fonction de la hauteur totale de l'averse dans différentes hypothèses de la valeur de la capacité d'absorption.

TABLEAU XXIX

Pluie excédentaire pour une pluie de 15 mm

Hauteurs élémentaires	Capacité d'absorption (mm/h)			
	30	40	50	60
5,80 1,46	3,30 0	2,46 0	1,63 0	0,80 0
Pluie excédentaire (mm)	3,30	2,46	1,63	0,80

TABLEAU XXX

Pluie excédentaire pour une pluie de 10 mm

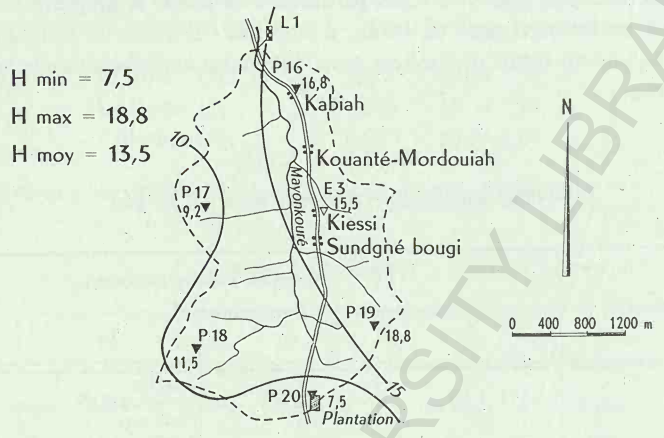
Hauteurs élémentaires	Capacité d'absorption (mm/h)			
	30	40	50	60
3,87	1,37	0,53	0	0
Pluie excédentaire (mm)	1,37	0,53	0	0

Dans le tableau XXXI, on calcule sur la totalité du bassin les hauteurs excédentaires qui auraient été fournies par l'averse considérée si la capacité d'absorption avait été de 30, 40, 50 ou 60 mm/h.

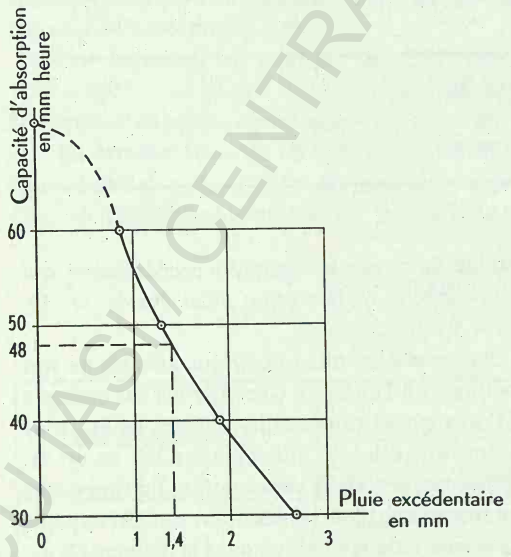
Pour ce faire, on se place successivement à chaque station pluviométrique affectée de son coefficient de pondération (déterminé ici par la méthode de Thiessen). Considérons par exemple le pluviomètre P_{20} où l'on a enregistré 7,5 mm. Si l'on suppose (une des hypothèses de Horton) que le hyétogramme correspondant a la même forme que celui du pluviographe E_3, on est en droit d'utiliser le graphique 1 pour déterminer la pluie excédentaire à cette station. En supposant [colonnes (4) et (5)] une capacité de 30 mm/h, on trouve une pluie excédentaire de 0,38 mm qui doit être pondérée par le coefficient de Thiessen donné en pourcentage dans la colonne (2) du tableau. On trouve ainsi pour P_{20} avec $C = 30$ mm/h un *indice de ruissellement* v_r de $0{,}38 \times 12{,}95 = 4{,}92$. On opère de même pour P_{19}, etc. En totalisant les valeurs de v_r, on trouve un indice total de ruissellement de 269 qui doit être divisé par 100 puisque nous avons introduit des pourcentages à la place des coefficients de pondération.

ROYAL CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Isohyètes pour l'averse du 27-8-56



Capacité d'absorption en fonction du volume de ruissellement



Pluie excédentaire en fonction de la hauteur de la précipitation

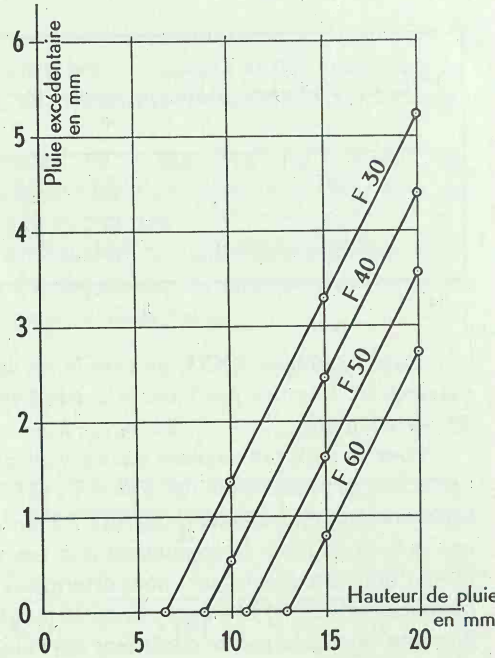


Fig. 78. Capacité d'infiltration. Méthode de Horton
(Exemples tirès des études sur les bassins expérimentaux du MAYON KOURÉ)

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

L'indice de ruissellement 2,69 représente en millimètres la hauteur équivalente au volume de ruissellement qu'aurait donné cette averse si la capacité apparente moyenne d'absorption avait été de 30 mm/h.

Les calculs sont analogues pour les capacités de 40, 50 et 60 mm/h portées sur le tableau XXXI. On peut alors tracer (graph. 2 de la fig. 78) la courbe de pluie excédentaire en millimètres (équivalente au volume de ruissellement) en fonction de la capacité d'absorption en millimètres-heure. Le volume de ruissellement est connu : il correspond ici à une pluie excédentaire de 1,4 mm d'où, par simple lecture, une C_{am} de 48 mm/h.

TABLEAU XXXI

Volume ruisselé : méthode de Thiessen

N° pluviomètre	Coefficient	Hauteur (en mm)	Capacité d'absorption 30		40		50		60	
			Pe	vr	Pe	vr	Pe	vr	Pe	vr
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
P_{20}	12,95	7,5	0,38	4,92	0	0	0	0	0	0
P_{19}	13,20	18,8	4,76	62,90	3,92	51,7	3,11	41,0	2,66	35,10
P_{18}	15,14	11,5	1,94	29,40	1,10	16,6	0,30	4,55	0	0
P_{17}	16,86	9,2	1,04	17,50	0,20	3,37	0	0	0	0
P_{16}	16,86	16,8	4,00	67,50	3,16	52,90	2,34	39,40	1,50	25,30
E_3	24,99	15,5	3,48	87,00	2,63	65,60	1,84	46,00	1,00	24,99
Indice de ruissellement total			2,69		1,90		1,31		0,85	

Il faut noter que la méthode de Horton, si elle tient compte de la répartition de l'averse dans l'espace, n'en suppose pas moins l'homogénéité de la capacité d'infiltration sur l'ensemble du bassin. Son application se justifie surtout dans le cas d'averses très hétérogènes : pour une averse relativement homogène, elle aboutit sensiblement aux mêmes résultats que la méthode simplifiée et ne présente donc aucun intérêt.

Nous avons envisagé le cas d'un seul pluviographe. S'il existe plusieurs enregistreurs, le bassin doit être divisé en autant de zones qu'il y a d'appareils. Les calculs précédents se font séparément dans chacune des zones et on ajoute les résultats partiels trouvés pour les indices de ruissellement de chaque zone avant de tracer la courbe finale.

3. INFLUENCE DE LA VÉGÉTATION SUR L'ÉCOULEMENT

Le rôle de la végétation dans le bilan hydrique des sols a fait l'objet d'études aussi nombreuses que variées. Le phénomène est très complexe et peut se résumer grossièrement ainsi :

— pompage au niveau des racines : pour qu'il soit possible, il faut que la force de succion des racines (déficit de tension de diffusion) soit supérieure à la force de succion du sol.

— ascension dans la plante par capillarité jusqu'aux stomates des feuilles qui évaporent. Entre-temps, une partie de l'eau a été utilisée pour la croissance de la plante.

BCU IASI CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Il existe d'autres échanges d'eau entre la plante et le milieu extérieur mais ils se situent en dehors du bilan hydrologique. Pour l'hydrologue, l'influence de la végétation sur l'évapotranspiration se manifeste à l'échelle macroscopique, en rapport avec des surfaces étendues sur lesquelles poussent un grand nombre de variétés. Il n'est pas question, en effet, d'introduire les caractéristiques propres de chaque espèce végétale dans le bilan : on conçoit que cela conduirait à réunir une information expérimentale immense et à des calculs inextricables. On a donc cherché à introduire des notions simples concernant les grands ensembles de végétation, telles que *savane*, *savane boisée*, *pseudo-steppe saharienne*, *forêt primaire* etc... qui ne veulent pas dire grand-chose du point de vue botanique, mais qui classent assez bien les bassins du point de vue de l'influence de la végétation sur les régimes. Ces termes, pour vagues qu'ils soient, représentent des réalités physiques déterminées pour l'homme de terrain qui, l'habitude aidant, ne peut faire de confusion à leur sujet. Ces notions dont appel à l'art de l'ingénieur plutôt qu'à sa technique; elles sont précieuses pour toute étude par analogie.

L'influence de la végétation sur l'aridité d'une région a attiré l'attention de nombreux chercheurs. Il semble que cette influence ne soit pas toujours bénéfique, surtout dans le cas des nappes souterraines en zone aride : les arbres consomment souvent en pure perte de l'eau qui pourrait être employée plus utilement.

Une végétation dense, surtout herbacée, a aussi une influence *mécanique* sur l'écoulement en offrant une résistance au ruissellement d'autant plus grande que le tapis est plus dense.

Bibliographie

ARIS Raphaël. — *La nappe phréatique du Souf.* I. - Application de la théorie de la succion à l'étude des échanges d'eau entre une nappe libre et l'atmosphère. *Terres et eaux.* n° 29, 4e trim. 56, 1er trim. 57, p. 4-10.

BOUCHARDEAU A. et RODIER J. — *Nouvelle méthode de détermination de la capacité d'absorption en terrains perméables.* Mémoires et travaux de la S.H.F., n° 1, Paris, 1960. p. 87-93.

HORTON R.E. — *An approach toward a physical interpretation of infiltration capacity.*

ROCHE M. — *Étude hydrologique de l'Ikopa et de la Betsiboka.* 42 p. 8 gr. 4 cartes, Orstom, Paris, avril 1958.
Ronéotypé.

SHERMAN L.K. — *Infiltration and the Physics of soil moisture.* T.A.G.U. Vol. 25, p. 57-71, 1944.

BCU IASI - CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

CHAPITRE IV

STATIONS HYDROMÉTRIQUES MESURES DE DÉBITS

Le débit d'une rivière varie continuellement et l'étude des régimes exige de connaître ce débit à chaque instant. Comme il serait très coûteux de faire à chaque observation une mesure de débit par exploration du champ des vitesses, on établit expérimentalement la loi liant la cote de l'eau dans la rivière au débit. Cette loi peut être univoque ou non, constante ou variable dans le temps : nous reviendrons sur ces notions dans un chapitre ultérieur. Nous admettrons provisoirement qu'une telle loi existe et que le problème de la connaissance des débits se ramène à des observations de hauteurs d'eau et à des mesures de débits effectuées pour différentes hauteurs.

1. MESURE DES HAUTEURS

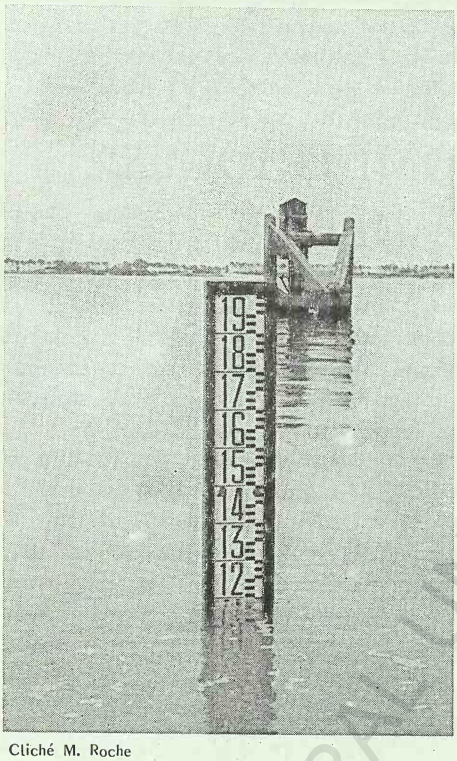
A) Échelles limnimétriques

Une échelle limnimétrique est une plaque graduée, en métal émaillé ou non, en bois, en ciment, en pierre (lave émaillée) installée de telle façon que, dans la mesure du possible, son extrémité inférieure trempe toujours dans l'eau lors des étiages les plus sévères. Le bois est généralement réservé aux installations provisoires, pour des observations effectuées à 5 ou 10 cm près, et encore lui préfère-t-on souvent la tôle émaillée, facile à installer et récupérable. Au contraire, la lave émaillée, inaltérable mais lourde et fragile, n'est utilisée que pour des installations fixes effectuées dans d'excellentes conditions sur des supports indéformables : piles ou culées de pont, murs de quais, etc.

Dans les États de la Communauté, on n'utilise plus actuellement que la tôle émaillée. Les échelles sont alors préparées par éléments de 1 m percés de 6 trous de fixation. Dans le sens de la longueur, les bords sont légèrement rabattus pour assurer une certaine rigidité à l'élément. Les modes de graduation sont très variés ainsi que les couleurs utilisées. Les couleurs les plus courantes sont : noir sur fond jaune et noir sur fond blanc; il faut éviter d'employer le rouge. peu actinique, surtout sur fond de verdure.

ROORKEE CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Il n'y a pas, à vrai dire, de règles générales pour le choix d'une station limnimétrique; les facteurs intervenant sont trop nombreux pour être efficacement catalogués dans une simple nomenclature. En principe, il faut installer l'échelle dans un bief sensiblement rectiligne, dans lequel on puisse choisir une bonne station de jaugeages; il faut si possible qu'il n'y ait pas d'oscillations parasites du plan d'eau *(batillage)*.



Cliché M. Roche

Fig. 79. Élément d'échelle « type ORSTOM », fixé sur I.P.N. de 180 enfoncé à la sonnette de 1,50 m dans le sol. (Fleuve Sénégal.)

On peut toutefois être amené à séparer le problème des mesures de hauteurs, qui demandent une section stable, de celui des mesures de débits dont la précision exige de bonnes conditions d'écoulement si elles sont faites au moulinet ou un brassage énergique s'il s'agit de jaugeages chimiques. Ces deux qualités ne sont pas obligatoirement réunies en un même endroit.

La plupart du temps, l'emplacement d'une station est fixé par des considérations tout à fait différentes : possibilités de lecture et d'accès (route, bac, village...), emplacement des futurs ouvrages lorsqu'il s'agit d'une étude hydrologique particulière. Il faut bien se contenter alors des conditions imposées par la topographie locale : l'échelle sera placée à l'endroit le plus favorable du périmètre admissible. On évitera en général de l'installer sur les piles d'un pont, surtout si elles sont cylindriques, les culées sont préférables et un mur de quai est parfait dans la mesure où l'emplacement choisi n'est pas dans le remous d'un ouvrage. Il vaut mieux placer une échelle à l'amont d'un pont qu'à l'aval, à moins de la mettre suffisamment loin vers l'aval. Dans le cas d'un radier submersible, on posera l'échelle assez loin à l'aval de l'ouvrage et non à l'amont, surtout si le radier est provisoire et restauré chaque année; cependant, l'échelle sera installée à l'amont si le lit de la rivière est instable et si le radier constitue une section de contrôle acceptable.

Après avoir installé une échelle, il est nécessaire de niveler son zéro par rapport à un repère fixe (borne de nivellement située en dehors de la limite des plus hautes eaux, repère pris sur un quai, un bâtiment, etc...) Si c'est possible, on rattache le zéro au nivellement général du pays ou au nivellement cadastral de la localité.

On dit qu'une échelle est *sensible* si une variation importante du plan d'eau correspond à une faible variation du débit par unité de largeur : par exemple dans le cas d'une station située à l'amont d'un étranglement du lit de la rivière. Au contraire, une échelle installée immédiatement à l'amont d'un seuil sera peu sensible (mais stable).

B) Limnigraphes

Les limnigraphes permettent d'obtenir un enregistrement continu des variations du plan d'eau. On distingue deux classes d'appareils : les limnigraphes à flotteurs et ceux qui mesurent une variation de pression.

BCU LAUSANNE

a) LIMNIGRAPHES A FLOTTEURS

On enregistre, avec une démultiplication appropriée, les mouvements d'un flotteur suivant les variations du niveau d'eau dans la rivière. Tous ces appareils sont donc constitués par un organe transmetteur (flotteur, câble, poulies de réduction) et un organe récepteur (stylet et tambour actionné par un mouvement d'horlogerie). Le succès des mesures dépend de la réalisation mécanique de l'appareil; il faut en particulier que la position du stylet sur le papier corresponde bien à une cote déterminée du niveau de l'eau, ce qu'on obtient soit avec un usinage parfait des pièces de transmission et des frottements de tous genres négligeables, soit en augmentant le diamètre du flotteur. Cette dernière solution présente l'inconvénient de nécessiter un génie civil important lors de l'installation.

Caractéristiques de quelques appareils fabriqués en Europe :

Limnigraphe Richard (fig. 80).

La maison Richard construit deux types de limnigraphes à flotteur, l'un à ordonnées curvilignes, ce qui est un désagrément suffisant pour nous dispenser de le décrire, l'autre à ordonnées rectilignes. Dans le modèle courant de ce deuxième type d'appareil, la hauteur du cylindre à *axe vertical* est de 200 mm : elle peut être portée à 300 mm tout en conservant l'axe vertical et à 500 mm avec montage du tambour entre pointes. Les mouvements du flotteur sont transmis à l'équipage mobile portant la plume par un fil métallique passant sur une poulie placée au-dessus des guides du chariot et portant à son autre extrémité un contrepoids équilibrant le flotteur. Un réducteur de course indépendant peut être intercalé entre le flotteur et le stylet, permettant de mesurer des variations du plan d'eau allant jusqu'à 10 m (pour le tambour de 200 mm). Le mouvement d'horlogerie est incorporé au tambour : il assure une révolution journalière, hebdomadaire ou de quinze jours. Le diamètre du tambour est de 93 ou de 125 mm. Inscription à l'encre.

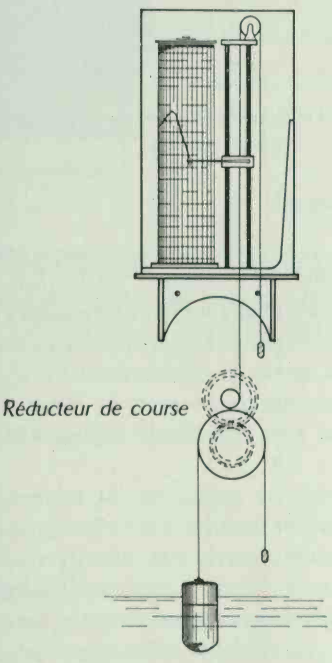


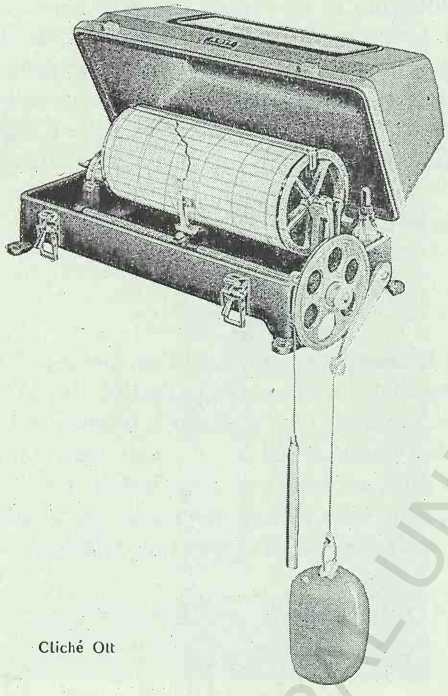
Fig. 80. LIMNIGRAPHE "RICHARD"
Schéma d'installation avec réducteur de course

Limnigraphe Ott type XV.

C'est également un appareil à *axe vertical.* Son fonctionnement est analogue à celui du Richard, mais le réducteur de course est intégré dans l'appareil. De plus, un réglage par vis permet une mise au point, chaque fois que l'on change la bande, sans avoir à toucher au fil. La hauteur utile du tambour, à mouvement incorporé, est de 250 mm permettant, avec un rapport de réduction de 1/50, de mesurer une dénivelée maximale de 12,5 m. La durée de rotation varie de 1 h 1/3 à 8 j suivant les mouvements et les systèmes d'engrenages utilisés. La circonférence du tambour est de 384 mm.

Limnigraphe Ott Type X (fig. 81).

Le tambour, *horizontal*, est relié au châssis par l'intermédiaire de paliers à billes; sa longueur utile est de 250 mm dans le modèle standard, la circonférence utile de 384 mm. Le mouvement d'horlogerie n'est pas incorporé, mais relié au tambour par l'intermédiaire d'un train d'engrenages. Le carter est étanche.



Cliché Ott

Fig. 81. Limnigraphe à tambour horizontal (Ott, type X)

L'appareil peut être commandé avec *retour automatique du stylet*, ce qui permet, même avec un tambour de 250 mm et un faible rapport de réduction (en général 1/10), d'enregistrer n'importe quelle crue; par ailleurs, le tambour continue d'enregistrer correctement les niveaux même si l'eau descend en dessous du niveau le plus bas prévu, à condition naturellement que le puits du flotteur soit suffisamment profond et la prise en rivière suffisamment basse.

Il existe pour cet appareil deux mouvements d'horlogerie : l'un d'une durée de marche de 32 j pouvant fournir, suivant les jeux de pignons adoptés, 5 durées de révolution allant de 24 h à 32 j, l'autre d'une durée de marche de 22 h pouvant donner 4 vitesses différentes, comprises entre 1 tour en 32 mn et 1 tour en 12 h 4/5. L'inscription se fait soit au crayon, soit à la pointe d'argent sur papier au sulfate de baryum.

La maison Ott vient de mettre au point un limnigraphe XX dans lequel le tambour est remplacé par une table déroulante commandée par un mouvement mécanique remonté électriquement de façon automatique. Cet appareil aura une autonomie de plusieurs mois.

Limnigraphe Bär.

C'est un appareil robuste et simple mais lourd et nécessitant pour son installation un génie civil important. Le tambour est *vertical*, monté entre pointes. Le mouvement d'horlogerie est extérieur au tambour dans les modèles les plus courants : il est mû par poids, ce qui assure une excellente sécurité de marche mais n'est pas fait pour alléger l'ensemble. La liaison avec le cylindre se fait par l'intermédiaire d'un ressort à boudin. A l'intérieur de l'appareil, la transmission des mouvements du flotteur au stylet est effectué par une chaîne de Galles. Les frottements sont loin d'être négligeables et nécessitent un flotteur relativement important (diamètre : 270 mm).

La durée de révolution du tambour varie de 8 à 70 j. Pour certains modèles, on peut enregistrer des dénivelées allant jusqu'à 14 m. L'inscription se fait au crayon. Ces limnigraphes seront réservés aux postes peu accessibles pour lesquels on doit disposer de longues durées de révolution et d'une grande sécurité de marche.

Il existe une multitude d'autres appareils fabriqués par d'autres constructeurs. Certains dispositifs permettent la télétransmission des hauteurs d'eau, soit par fil, soit par radio. En France, la Division Technique Générale d'Électricité de France a mis au point un *limniphone*, ou limnigraphe parlant. Dans cet appareil, les cotes sont enregistrées sur un ruban magnétique

BCU LAUSANNE CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

continu portant autant de bandes que l'on veut de chiffres significatifs pour la cote de l'eau (3 bandes par exemple pour une variation de cote de 0 à 5 m lue tous les centimètres), chaque bande comporte 10 pistes représentant chacune des valeurs possibles pour chaque unité. Les bandes sont décalées pour que les inscriptions soient lues dans l'ordre : mètres, décimètres, centimètres, la bande des mètres portant également l'indicatif de la station. Le déplacement du flotteur commande celui de 3 têtes de lecture magnétiques (pour 3 chiffres) de façon que, par l'intermédiaire de cames et d'engrenages, chacune se place sur la piste de sa bande correspondant aux chiffres de la hauteur à l'échelle. Pour la télétransmission, le limniphone se comporte comme un abonné ordinaire au téléphone : l'appel bloque automatiquement les têtes magnétiques de façon que chacune reste sur une piste bien déterminée, le ruban magnétique se met en mouvement et envoie les indications au correspondant.

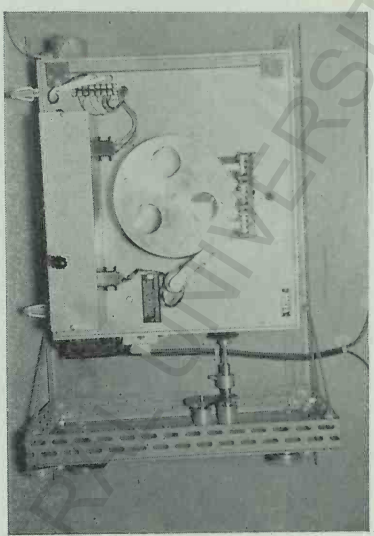


Photo Division Technique Générale

Fig. 82. Mécanisme du limniphone

On trouve enfin des limnigraphes qui, au lieu de tracer un diagramme continu de la hauteur de l'eau, inscrivent les indications du flotteur sur un ruban mécanographique en le perforant à heures fixes suivant un code déterminé. C'est la solution idéale lorsqu'on veut confier les dépouillements à un ordinateur.

b) LIMNIGRAPHES A MESURE DE PRESSION

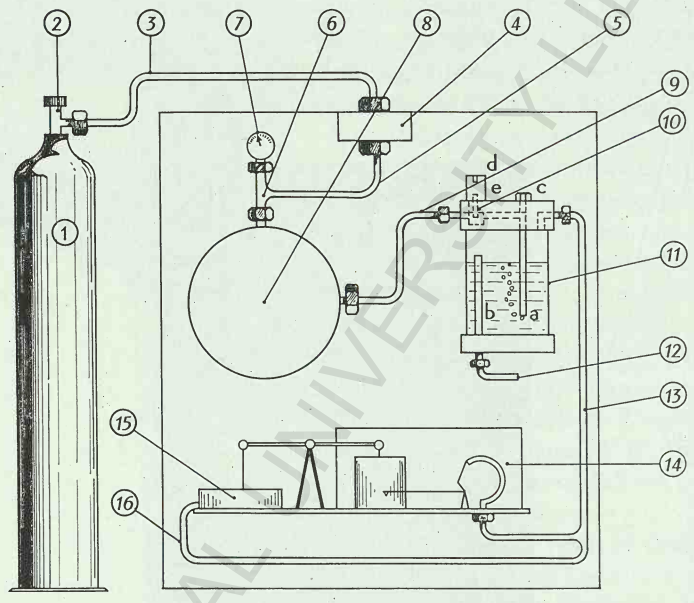
Nous donnerons trois exemples.

Le limnigraphe à bulles de Neyrpic.

Le schéma tracé sur la figure 83 montre clairement le principe de l'appareil. Le corps du visualisateur de bulles est relié à une prise de pression installée dans la rivière d'une part, et à un manomètre enregistreur d'autre part. L'air arrive d'une bouteille d'air comprimé par l'intermédiaire d'un détendeur : il passe sous forme de bulles dans un récipient en verre rempli aux trois-quarts d'eau (visualisateur) pour qu'on puisse contrôler son débit et s'échappe dans

la rivière par la prise de pression. Si la perte de charge entre le visualisateur et l'eau de la rivière est négligeable, il est évident que la pression enregistrée est égale à la hauteur de l'eau au-dessus de la prise.

Cet appareil est conçu en principe pour les eaux chargées. En effet, si des particules solides obturent la prise ou entrent légèrement dans le tuyau, la pression dans le réservoir que constitue le visualisateur augmente jusqu'à ce qu'elle soit suffisante pour dégager l'orifice; d'autre part,



1. Bouteille d'air comprimé 2. Robinet 3. Tube reliant la bouteille au filtre 4. Filtre 5. et 6 Tube reliant le filtre au mano-détendeur de pression et au manomètre-indicateur 7. Manomètre indicateur 8. Détendeur de pression 9. Tube reliant le détendeur au visualisateur 10. Dispositif capillaire 11. Visualisateur 12. Départ vers la prise de pression 13. Tube reliant le visualisateur au manomètre enregistreur 14. Manomètre enregistreur 15. Déclencheur automatique - poche à gaz. (facultatif) 16. Tube reliant le déclencheur au visualisateur. (facultatif)

Fig. 83. Schéma du Limnigraphe à bulles de NEYRPIC

l'écoulement d'air continu empêche plus ou moins les particules d'entrer. En fait, le limnigraphe à bulles est assez difficile à régler et son fonctionnement exige un entretien et une surveillance constants.

Hydromètre à cloche de Richard.

La figure 84 montre le principe de cet appareil : la prise de pression est constituée par un manchon de caoutchouc *en accordéon* étanche et abrité dans une cloche en fonte perforée. L'intérieur du manchon est relié par un tube très fin en cuivre recuit à un manomètre enregistreur. Malgré les précautions que l'on peut prendre pour les raccords, il est très difficile d'éviter toute fuite d'air. Le plus simple est de prévoir quelque part sur la tuyauterie une valve de chambre à air qui permettra, tous les 5 ou 6 mois, d'introduire un complément d'air au moyen d'une pompe à bicyclette. Pour que l'appareil fonctionne normalement, il faut que le soufflet

de la cloche se déforme sans élasticité, donc qu'il ne soit jamais complètement étiré et que les plis ne se joignent à aucun moment.

Ce dispositif permet de transmettre les niveaux jusqu'à une centaine de mètres environ pour des dénivelées maximales de 5 m (cloche simple) et 10 m (cloche double).

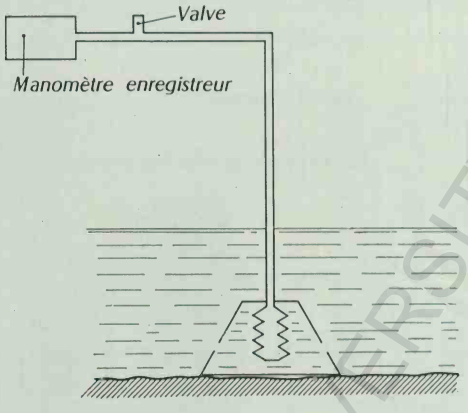


Fig. 84. Schéma de principe de l'hydromètre pneumatique de RICHARD

Limnigraphe à dépression.

Dans les deux appareils précédents, la prise de pression doit être maintenue à une cote fixe puisque le manomètre enregistre en fait la hauteur de l'eau au-dessus d'elle. Le limnigraphe à dépression mesure au contraire la dénivelée entre le plan d'eau et le déprimomètre indépendante de la position de la prise en rivière.

La figure 85 montre le principe de l'appareil. La réalisation est délicate, surtout sur le chapitre de l'étanchéité. La tuyauterie doit être exempte de bulles, ce qui pose de sérieux problèmes de remplissage, d'autant plus que l'eau mise en dépression a tendance à *dégazer* sous forme de fines bulles collant à la paroi du tuyau et finissant à la longue par créer des bouchons d'air dans les parties horizontales ou de pente insuffisante. Cet appareil n'est utilisable que pour des dénivelées inférieures à 5 m.

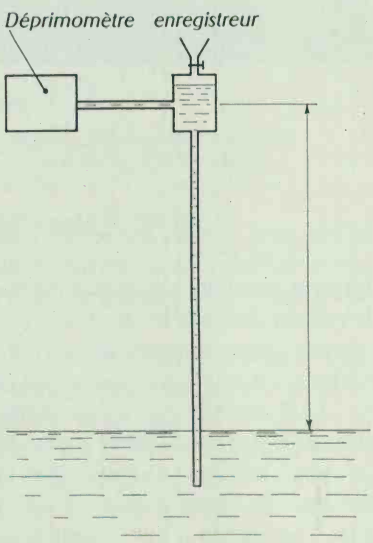


Fig. 85. Schéma de principe d'un limnigraphe à dépression

c) INSTALLATION DES LIMNIGRAPHES

Du point de vue hydraulique, l'emplacement du limnigraphe requiert les mêmes conditions que celui d'une échelle. Il faut de plus le choisir de telle façon que les travaux de génie civil soient réduits au minimum. On évitera également d'installer l'appareil sur une pile de pont surtout à l'aval. Pour les limnigraphes à flotteur, on peut à la rigueur placer ce dernier dans un tube vertical exposé au courant, mais, si les vitesses sont élevées, il faudra alors assurer une fixation

BOWSER ETRU UNIVERSITY LIBRARY

particulièrement solide du tube : ceci n'est guère praticable que sur une culée de pont ou un mur de quai.

Dans le cas général, on creuse un puits relié à la rivière par une canalisation. Il faut apporter un certain soin dans le dimensionnement des ouvrages pour ne pas risquer d'introduire un déphasage entre le niveau dans la rivière et le niveau dans le puits. Si la montée des crues est brutale, on établira une canalisation à grand diamètre (∅ 15 cm pour 5 à 6 m de longueur),

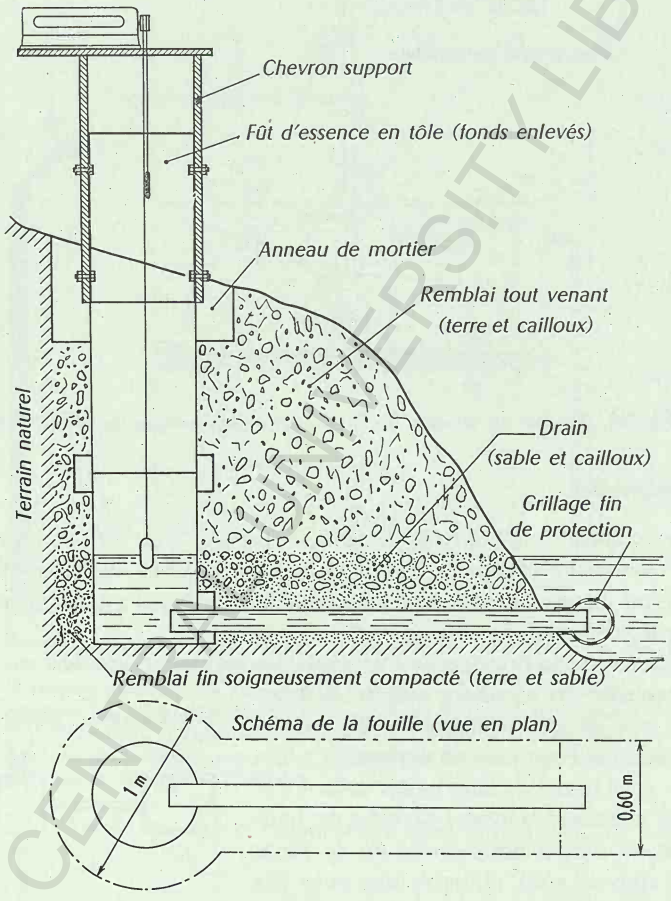


Fig. 86. Schéma d'installation d'un limnigraphe à flotteur

quitte à admettre un certain *batillage* dans le puits de mesure. On a intérêt à adopter pour le puits le diamètre le plus faible possible, mais on est limité dans cette voie par la nécessité de pouvoir faire descendre un ouvrier pour des réparations éventuelles et pour les curages. En Afrique, on utilise très souvent le fût d'essence, d'un diamètre de 55 cm environ.

La figure 86 montre un exemple d'installation pour limnigraphe à flotteur. La fouille doit être ouverte à un diamètre (puits) et à une largeur (tranchée) suffisants pour que les ouvriers puissent y travailler aisément. Seul le fût de base conserve un fond. Il est bon, comme l'indique la figure, de couler autour des différents raccords de fûts ou de tuyaux un anneau de mortier ou de béton. On a tout intérêt à munir l'extrémité du tuyau qui plonge dans la rivière d'un grillage protecteur à mailles fines pour éviter un envasement trop rapide : du grillage *moustiquaire* en laiton fait très bien l'affaire.

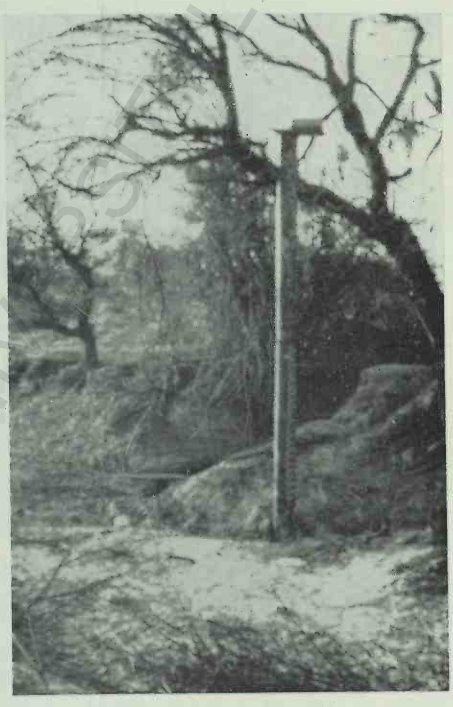
BCU Lausanne / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Pour les installations devant durer très longtemps, il vaut mieux, à la place de fûts, utiliser des buses en béton préfabriquées d'un diamètre intérieur de 0,60 à 1 m.

Au cours de l'exploitation du limnigraphe, il faut surveiller attentivement les ouvrages et veiller en particulier à ce que le puits et le tuyau d'amenée ne s'envasent pas et à ce que le grillage ne se colmate pas. Généralement, on peut se contenter d'une chasse périodique effectuée en basses eaux : on bouche l'extrémité du tuyau après avoir enlevé le grillage et on remplit le puits sur environ 2 m; on débouche brusquement et on renouvelle deux ou trois fois l'opé-

Cliché Roche

Fig. 87.
Installation d'un puits de limnigraphe



Cliché Roche

Fig. 88. Limnigraphe provisoire installé contre un arbre

ration. S'il y a des pierres dans le puits, ou si celui-ci est trop envasé, on procède à un curage à la main. Le grillage sera l'objet de visites fréquentes et on n'hésitera pas à la changer toutes les fois qu'il sera nécessaire. C'est d'une série de détails de ce genre que dépend le succès d'une campagne.

Lorsque le limnigraphe ne doit être exploité que pendant deux ou trois ans, comme c'est le cas pour beaucoup de bassins expérimentaux, on se contente généralement de reboucher la fouille avec du gros caillou tout-venant, sans installer de tuyau. Si les eaux de la rivière sont chargées, il est indispensable de couler alors une chappe de béton grossier sur le massif ainsi constitué pour éviter un colmatage trop rapide. Pour des installations provisoires, on peut aussi fixer contre un arbre situé sur la rive, dans une crique ou dans le lit de la rivière, un tube en tôle roulée ($\varnothing$ = 30 cm environ) dans lequel on descend le flotteur. Le tube doit être posé bien verticalement et fixé solidement à l'arbre avec du gros fil de fer tendu par torsion. Le bas du tube est pris dans une fouille bétonnée.

Échelles de contrôle :

Tout limnigraphe doit être doublé d'une échelle dite *échelle de contrôle*. Celle-ci doit être installée le plus près possible de la prise en rivière de façon que les déplacements du niveau de l'eau au droit de l'échelle et dans le puits du limnigraphe coïncident. Chaque fois que l'on change la feuille de l'enregistreur, on contrôle la correspondance échelle-limnigraphe et on ajuste, si besoin est, au moyen d'une vis de réglage prévue à cet effet.

2. MATÉRIEL DE JAUGEAGES

A) Moulinets

Les appareils utilisés pour mesurer la vitesse en un point donné d'un mouvement fluide sont multiples et font appel à des principes divers. Nous rappelons seulement l'existence des appareils basés sur l'application du théorème de Bernouilly : tube de Pitot, sonde à trois trous, prises dynamiques, etc... Ces appareils, destinés en principe au laboratoire, ne sont pas d'usage courant chez l'hydrologue.

Pour l'hydrologue, une vitesse se mesure presque toujours avec un *moulinet*, composé d'un organe mobile qui détecte la vitesse du courant et transmet les indications à un contacteur chargé de fermer un circuit électrique, pour un nombre de tours donné, sur un organe compteur : compteur d'impulsions, couineur, signal lumineux, écouteur téléphonique ou chronographe enregistreur.

On distingue les moulinets à *axe vertical* (moulinet Price), sans hélice, la détection se faisant par des coupelles, et les moulinets à *axe horizontal* et détection par hélice, seuls utilisés en Europe.

Ces derniers appareils sont à *axe mobile* ou à *axe fixe*. La figure 89 montre le principe de fonctionnement d'un moulinet à *axe mobile*. L'hélice est solidaire de l'axe qui tourne entre

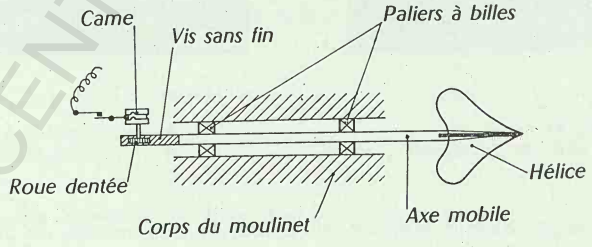


Fig. 89. Moulinet à axe mobile

deux paliers à billes. Une vis sans fin située au bout de l'arbre actionne, par l'intermédiaire d'une roue dentée, la came de commande des contacts. Des moulinets de ce type sont construits en France par Neyrpic et par Richard, en Suisse par Stoppani.

La figure 90 explique le fonctionnement d'un moulinet à *axe fixe*. L'axe est fixé au corps de l'appareil et l'hélice tourne autour de lui par l'intermédiaire de deux paliers à billes. La vis sans fin est usinée sur le fourreau solidaire de l'hélice. La transmission au contacteur du nombre de tours se fait par l'intermédiaire d'un levier commandé par un téton excentré fixé sur la roue dentée. Dans les modèles récents, le téton est remplacé par une came. Des moulinets de ce type sont fabriqués en Allemagne par la maison Ott.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Toutes les pièces utilisées dans la fabrication d'un moulinet, quel que soit le type de l'appareil, doivent être parfaitement inoxydables et les roulements parfaitement soignés. Le mode de graissage est variable et indiqué dans la notice du constructeur. Les paliers tournent dans une huile fluide dont la viscosité varie très peu avec la température : on doit obligatoirement utiliser pour les roulements une huile de même marque et de mêmes caractéristiques que celle qui a été utilisée lors de l'étalonnage. Les huiles sont vendues par les constructeurs. Quant aux chambres de contacts, il suffit de les remplir d'une huile épaisse, neutre de préférence.

Les moulinets sont vendus avec un certificat de tarage sur lequel figure la formule à utiliser pour calculer les vitesses à partir du nombre de tours par seconde de l'hélice. La relation est

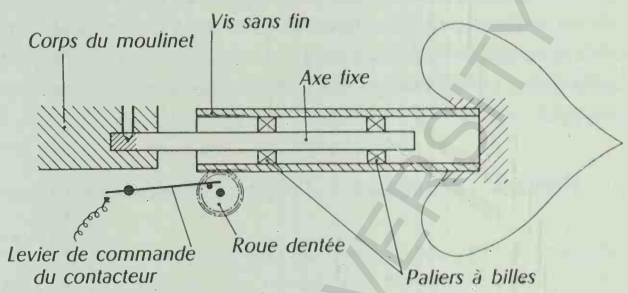


Fig. 90. Moulinet à axe fixe

sensiblement linéaire pour une gamme de vitesses déterminée et peut se mettre sous la forme :

$$V = a\,n + b$$

V vitesse du courant en mètre par seconde;
n nombre de tours d'hélice par seconde;
a pas réel de l'hélice en m;
b vitesse dite *de frottement* en mètres par seconde.

a, pas réel de l'hélice, a une valeur différente pour chaque hélice : on la détermine par tarage. On appelle *pas nominal* une valeur arrondie de a caractérisant un grand nombre d'hélices. Le *pas nominal* est donc une caractéristique de constructeur et le *pas réel* un résultat de mesure.

Exemple :

Hélice 1 formule de tarage $V = 0{,}2473n + 0{,}0075$;
Hélice 2 formule de tarage $V = 0{,}2512n + 0{,}0082$.

Ces deux hélices ont un pas nominal de 0,25 m.

Certains laboratoires joignent à la formule et à la courbe de tarage un barème donnant les vitesses en fonction du temps pour 50 ou 100 tours d'hélice. Un opérateur entraîné a aussi vite fait de calculer ses vitesses à la règle.

Nous avons vu que l'on introduit dans les moulinets une démultiplication entre l'axe de l'hélice et le contacteur pour faciliter le comptage. Les rapports les plus utilisés sont : I top tous les 10 tours, les 20 tours et les 50 tours (plus rare). De plus en plus, avec l'utilisation des compteurs sur batteries automatiques et semi-automatiques, on utilise des rapports permettant I contact tous les tours ou tous les deux tours d'hélice (vis hélicoïdales à filets triples ou quadruples). Ces dispositifs sont obligatoires pour les jaugeages par intégration.

Pour les hélices, les pas nominaux les plus courants sont : 0,10 ou 0,125 m (suivant le constructeur); 0,25 et 0,50 m. Exceptionnellement, pour de très fortes vitesses, on utilise des

BOURNE / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

hélices au pas de 1 m. On construit actuellement des hélices au pas de 0,25 m à grande surface, donc très sensibles, utilisables pour des vitesses allant de 0,20 m/s à 3 m/s. Les hélices au pas de 0,10 m ou de 0,125 m, du fait de l'inclinaison faible de l'arête sur l'axe, présentent un couple moteur assez faible : on remédie à cet inconvénient en augmentant la surface sur laquelle s'exerce la poussée hydrodynamique (hélices tripales ou à double enroulement). Certaines hélices, appelées *autocomposantes*, sont tracées de façon à ne mesurer que la composante de la vitesse parallèle à l'axe du moulinet.

Les hélices sont fabriquées soit en bronze chromé, solution parfaite mais chère, soit en alliage d'aluminium (le plus souvent Alpax) moulé en coquille. Une tendance se dessine actuellement en faveur d'hélices moulées en matière plastique, d'un prix de revient extrêmement bas.

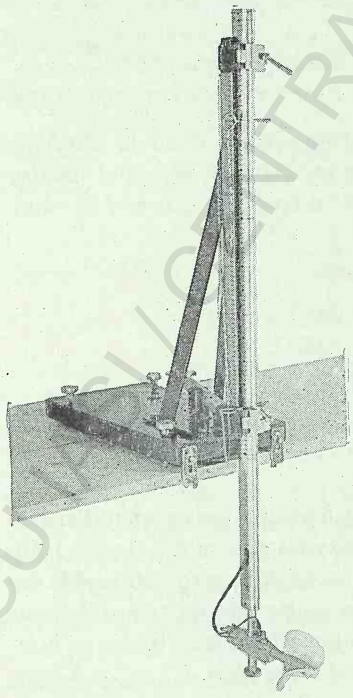
Ce qui précède ne concerne que les moulinets les plus couramment employés pour les jaugeages en rivières : il en existe beaucoup d'autres, adaptés à des usages particuliers : micro-moulinets pour les mesures en déversoirs ou à très faibles profondeurs, moulinets à entraînement magnétique, etc.

B) Perches - Saumons - Treuils - Accessoires divers

Suivant le mode opératoire adopté pour le jaugeage, le moulinet peut être monté sur perche ou sur saumon. Dans ce dernier cas, on dit que le moulinet est *suspendu*.

a) MONTAGE SUR PERCHE

Une *perche de jaugeage* est constituée par une tige métallique creuse graduée, de section cylindrique (perche ronde), elliptique, ou ovoïde. Les perches sont généralement en acier chromé, cadmié ou shoopisé, en acier inoxydable ou en duralumin. Leurs dimensions transversales dépendent des vitesses à mesurer et des profondeurs. Avec un matériel standard, on ne peut guère espérer faire des mesures à la perche pour des profondeurs supérieures à 4 m. On est allé beaucoup plus loin, même pour de fortes vitesses (supérieures à 3 m/s) : il s'agit alors d'équipements spéciaux, la perche pouvant peser plus d'une tonne.



Cliché Ott.

Fig. 91. Moulinet monté sur perche

Sauf dans le cas de perches rondes ou de moulinets spécialement conçus pour des mesures sur perche, le moulinet est en général fixé à la perche au moyen d'une pièce intermédiaire appelée *chape*. Pour l'utilisation (montage sur le bateau ou sur la passerelle), la perche coulisse dans un *pied de perche*. Cet appareil, représenté figure 91, comporte une pédale permettant une manœuvre aisée de la perche. Si la perche est trop lourde pour être manœuvrée à la main, on adjoint au pied de perche un petit treuil de manœuvre.

b) MOULINET SUSPENDU

Un *saumon*, ou *poisson*, est un poids de lestage profilé auquel on fixe le moulinet. Il existe deux types principaux de saumons.

BCU - CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

α) Dans le premier type, le moulinet est fixé en bout, sur le nez du poids de lestage (fig. 92) par l'intermédiaire d'une pièce de jonction appropriée. A l'aval, le saumon est prolongé par un gouvernail à ailettes mobiles. L'ensemble étant complètement immergé, son axe doit être horizontal. Un réglage préalable est effectué par le fabricant en ajoutant une quantité plus ou moins grande de grenaille de plomb dans le récipient étanche que l'on voit au bout de la queue. L'utilisateur parfait le réglage sur place en agissant sur la position des ailettes. Dans certains modèles, le réservoir à grenaille est remplacé par une masselotte que l'on déplace le long de la queue.

β) Dans le second type (fig. 93) le moulinet est fixé au-dessus du saumon, sur une biellette articulée. Le saumon est alors plus massif et affecte une forme aplatie (section transversale elliptique). Les ailettes de direction sont fixes et le saumon est équilibré en usine une fois pour toutes. Le moulinet est prolongé à l'aval par une barre d'équilibrage. Ce dispositif présente l'avantage d'assurer une meilleure protection du moulinet que dans le dispositif précédent. Cependant, on ne peut pas toujours l'utiliser du fait que le moulinet ne descend pas jusqu'au fond (en particulier pour les jaugeages par intégration).

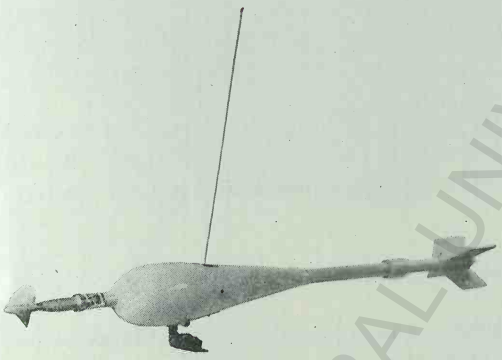
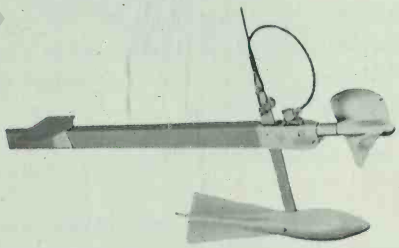


Photo Neyrpic

Fig. 92. Montage d'un moulinet sur saumon long (Neyrpic)



Cliché Ott

Fig. 93. Moulinet Ott monté sur saumon court

Les saumons de l'un et de l'autre type sont généralement munis d'un contact de fond chargé d'avertir l'opérateur lorsque l'appareil touche le fond de la rivière. Le dispositif le plus simple consiste en un disque d'acier placé sous le poids de lestage, solidaire d'une tige traversant ce dernier et fermant un circuit lorsque le saumon repose sur le sol. Lorsque le saumon est suspendu, un ressort de rappel assure la rupture du contact. En eau douce, il est en général inutile de rendre étanches les différents contacts et branchements électriques.

On peut accrocher le saumon à un câble ordinaire; dans ce cas, il faut un fil électrique indépendant reliant le moulinet aux organes de comptage. Il est préférable d'utiliser un *câble électroporteur* groupant les deux éléments. Dans certains câbles, l'élément porteur est au centre; il est entouré d'une gaine isolante et d'un conducteur coaxial en cuivre tressé. Le conducteur est lui-même isolé du milieu ambiant par une forte tresse en chanvre imprégnée de gutta-percha ou autre isolant. Plus souvent, le ou les conducteurs se trouvent au centre du câble dont ils constituent l'âme souple : dans ce cas, ils sont soit coaxiaux soit reliés en faisceaux sous une gaine de plastique, chaque conducteur étant en outre isolé des autres à l'intérieur de cette gaine (fig. 94).

L'incorporation des conducteurs au câble présente l'inconvénient d'affaiblir sa résistance pour un même diamètre extérieur. Or il est très important, lorsqu'on fait des mesures avec de fortes vitesses et de grandes profondeurs, de réduire ce diamètre le plus possible à cause de

BCEOM CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

la *traînée du câble* qui lui est proportionnelle et qui constitue le principal facteur de dérive du moulinet. Comme on ne peut augmenter indéfiniment le poids du saumon sous peine de tourner dans un cercle vicieux, on a cherché à s'affranchir de l'obligation de relier électriquement le moulinet aux organes de comptage. Une solution intéressante a été fournie par les Ponts

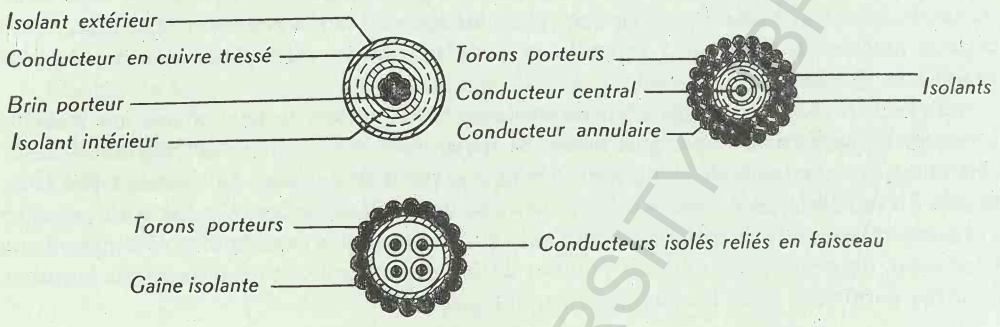


Fig. 94.

et Chaussées de Toulouse qui incorporent un vibreur à la queue des saumons. Les ondes électromagnétiques produites par le vibreur se propagent dans le câble et sont recueillies sur l'antenne d'un récepteur. L'utilisation de ce système est néanmoins délicate et on le réservera pour les cas extrêmes.

c) TREUILS DE JAUGEAGE

Ces appareils servent à manœuvrer le saumon pendant les jaugeages avec moulinet suspendu : ils doivent donc permettre d'amener sans peine le moulinet à la profondeur désirée et posséder éventuellement des accessoires indiquant la profondeur et transmettant à l'organe récepteur les signaux du moulinet.

La manipulation du treuil doit se faire en toute sécurité, tant pour l'opérateur que pour le matériel. Il ne faut pas, en particulier, qu'il puisse s'emballer au cours de la descente du saumon : c'est pourquoi la plupart des treuils de jaugeage sont équipés avec une descente à frottement doux, l'action de l'opérateur sur la manivelle pour la remontée débloquant le frein au moyen d'une vis à excentrique, tandis que la traction du fil seul a tendance à le resserrer : l'action de descente sur la manivelle est suffisante pour vaincre le frottement du frein, tandis que le couple dû à la traction du câble est trop faible. Ce dispositif n'existe pas toujours sur les treuils légers destinés aux petits saumons (jusqu'à 25 kg); il doit pouvoir être débranché pour les jaugeages par intégration.

La transmission des indications du moulinet et du contact de fond se fait généralement par des contacts frottant sur des couronnes ou des bagues de cuivre isolées, reliées aux différents circuits. Dans le système Neyrpic le couineur et le signalisateur lumineux sont installés dans une boîte ronde au bout de l'axe du treuil et tournent avec le tambour. La mesure de la profondeur se fait sur un compteur relié soit à une poulie compteuse sur laquelle passe le câble, soit directement au tambour d'enroulement si de cernier ne supporte qu'une couche de câble. Certains treuils ne comportent pas cet accessoire : le câble électroporteur est alors préalablement gradué.

Enfin les treuils peuvent être munis d'un *régulateur de descente*. Le système le plus simple est le régulateur à palettes dans lequel le freinage est obtenu par la résistance de l'air

BCU LAUSANNE CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

à la rotation de deux palettes. Un démultiplicateur, interposé entre l'axe de rotation des palettes et le tambour, permet un freinage très énergique, d'ailleurs réglable par l'inclinaison des palettes. Pour les saumons lourds, les palettes tournent dans un bain d'huile. La régulation obtenue est largement suffisante pour les usages courants (jaugeages par intégration). Il existe également des régulateurs électromagnétiques.

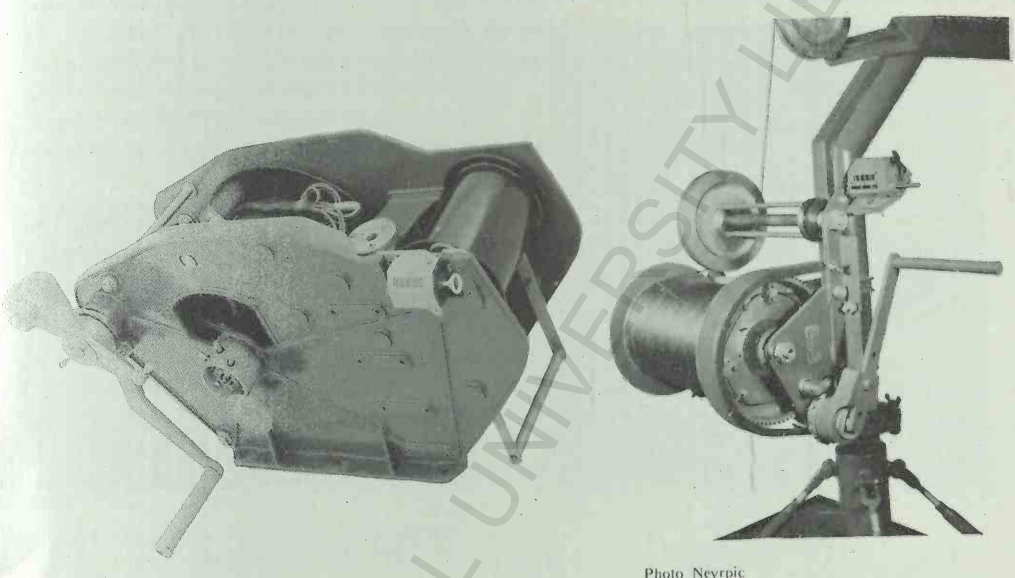


Photo Ott

a) Treuil Volga (Ott)

Photo Neyrpic

b Treuil Neyrpic sur potence

Fig. 95. Treuils de manœuvre du moulinet

d) ORGANES DE COMPTAGE

Les plus répandus sont les *couineurs*, composés essentiellement d'une sonnerie électrique fonctionnant sur 4,5 volts, tension fournie par une pile logée dans l'appareil. L'opérateur, muni d'un chronomètre au 1/10 de seconde, déclenche ce dernier à la fin d'une sonnerie. Il compte ensuite le nombre de sonneries jusqu'à ce qu'il juge la durée de la mesure suffisante; il arrête alors le chronomètre à la fin de la dernière sonnerie. Supposons par exemple que le moulinet soit réglé pour fournir un contact tous les 10 tours d'hélice. Si une rotation complète de la roue dentée représente 20 tours d'hélice, il y a deux contacts ou *tops* pendant une rotation : pour éviter tout effet de dissymétrie de la came ou des tétons, on s'arrange, dans la mesure du possible, pour prendre un nombre pair de tops : soit par exemple 10 tops ou 100 tours d'hélice en 47 s 6/10. Supposons que nous ayons utilisé une hélice au pas de 0,25 m et que la formule de tarage du moulinet avec cette hélice soit $V = 0{,}248n + 0{,}006$, la vitesse mesurée est :

$$0{,}248\,\frac{100}{47{,}6} + 0{,}006 = 0{,}527 \text{ m/s}$$

Parfois, la sonnerie est remplacée par un écouteur téléphonique, solution intéressante lorsqu'on est obligé de jauger dans le bruit (chute ou torrent). On peut également fermer le circuit sur une lampe de poche (signal lumineux); les réflexes de l'opérateur sont alors en

général moins bons qu'avec un signal sonore. Enfin, et c'est la meilleure solution, les signaux du moulinet peuvent être reçus sur un *compteur d'impulsions* : le comptage peut alors se faire tour d'hélice par tour d'hélice. Si le déclenchement du compteur est asservi au déclenchement de chronomètre, comme dans la batterie F6 semi-automatique de Ott, on élimine complètement l'équation personnelle de l'opérateur et, de plus, son attention qui n'est plus accaparée par le travail fastidieux du comptage, peut s'attacher davantage aux données qualitatives des mesures. D'autre part, c'est la seule solution pour les jaugeages par intégration.

Nous citerons seulement pour mémoire les chronographes enregistreurs, appareils de laboratoire ou de mesures industrielles (rendement des turbines), dont n'a que faire l'hydrologue.

C) Embarcations

Dans la plupart des cas, l'hydrologue fait ses mesures à partir d'un bateau. Pour les grands fleuves, si l'opérateur doit se déplacer par voie d'eau, il pourra jauger de sa vedette. En général, il préférera des embarcations plus simples, plus ou moins transportables, utilisées seules ou accouplées en portière.

a) LE CANOT PNEUMATIQUE

C'est par excellence le bateau transportable pour longues tournées. S'il est suffisamment spacieux (par exemple le Zodiac 6 places), on peut s'en servir pour des rivières importantes et même de grands fleuves.

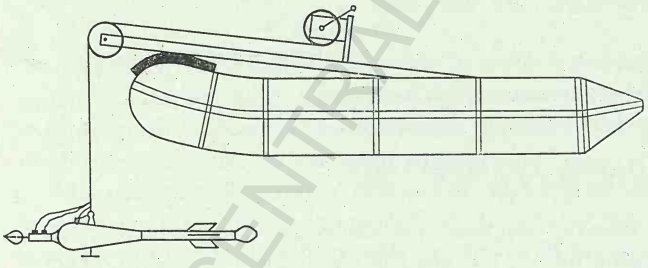


Fig. 96. Utilisation du canot pneumatique (montage pour saumon)

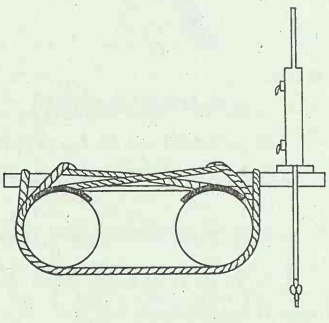


Fig. 97. Utilisation du canot pneumatique (montage pour perche)

La figure 96 montre un canot pneumatique équipé pour jaugeage au saumon avec treuil en porte-à-faux. Quelques opérateurs préfèrent installer le treuil sur le côté comme nous l'indiquons pour la perche (fig. 97). L'inconvénient majeur du canot pneumatique est son entretien (sécher, talquer, réparations difficiles).

b) DINGHYS

Ce que nous appelons *dinghy* est un bateau à fond plat en duralinox : il est massif et stable. Ses dimensions les plus courantes sont : 4,30 m et 3,50 m de longueur. Le dinghy peut être utilisé seul pour les faibles vitesses (inférieures à 1,50 m/s). Dans ce cas, son équipement est similaire à celui du canot pneumatique.

BCU IGI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Pour un grand fleuve, une portière réalisée avec deux grands dinghys peut donner toute satisfaction. La portière peut être à poste fixe : dans ce cas, on réalisera l'assemblage avec des madriers et on n'hésitera pas à ponter l'avant avec un platelage (surtout pour les jaugeages au cercle), ou démontable : on utilisera alors des tubes métalliques ou des cornières. De toutes façons, il n'est pas mauvais de prévoir un abri bâché amovible qui améliorera considérablement le sort de l'opérateur.

c) CANOES

Il s'agit ici uniquement de canoës métalliques (en duralinox) que l'on utilisera accouplés en portière. Cette solution est souple et satisfaisante jusqu'à des vitesses voisines de 3 m/s.

Cliché Chartier

Fig. 98. Dinghy équipé pour les jaugeages par intégration (matériel Ott)

Photo Aldegheri

Fig. 99. Montage d'un saumon sur canot pneumatique

D) Transporteurs aériens

Lorsqu'on installe une station de jaugeages sur une rivière dangereuse à pratiquer en bateau (forts courants, remous, chutes situées immédiatement à l'aval), on a parfois intérêt à utiliser des *transporteurs aériens* ou *stations téléphériques*. Malheureusement, vu le coût élevé de l'installation (1,5 million environ d'achat de matériel pour une station moyenne), cette solution n'est guère applicable qu'à des études d'aménagements déjà importants. Même lorsque la portée est faible (moins de 50 m), il est difficile de *bricoler* soi-même, à peu de frais, un transporteur aérien.

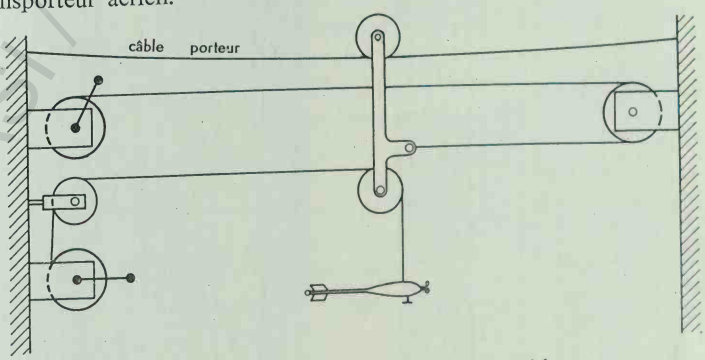


Fig. 100. Schéma d'installation d'un transporteur aérien (Saumon lourd - grande portée)

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

La figure 100 montre une solution adoptée pour un transporteur à grande portée pour saumon lourd : le câble porteur est indépendant. Dans nombre d'installations, le treuil de commande du saumon est jumelé avec le treuil de commande du porteur pour les changements

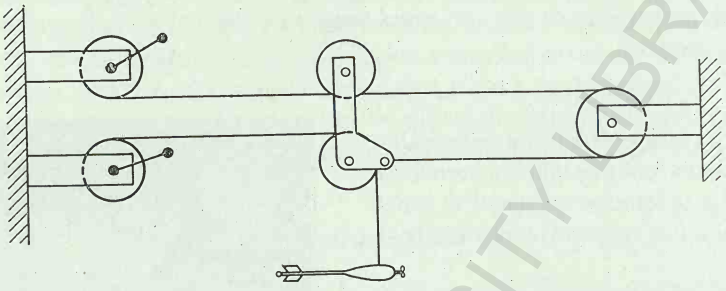


Fig. 101. Schéma d'installation d'un transporteur aérien (Saumon léger - petite portée)

de verticales, au moyen d'un clabotage; les treuils sont à nouveau rendus indépendants lors de la mesure. Des compteurs indiquent distances horizontales et profondeurs.

Lorsque la portée est faible, on préfère en général adopter la solution de la figure 101, plus économique : le câble électro-porteur est inséré dans le circuit du porteur horizontal dont la tension est alors assurée par le poids du saumon. Ici encore, on a intérêt à pouvoir jumeler les deux treuils pour les manœuvres horizontales.

B

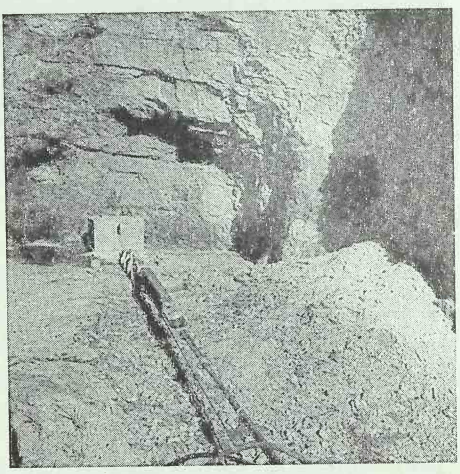
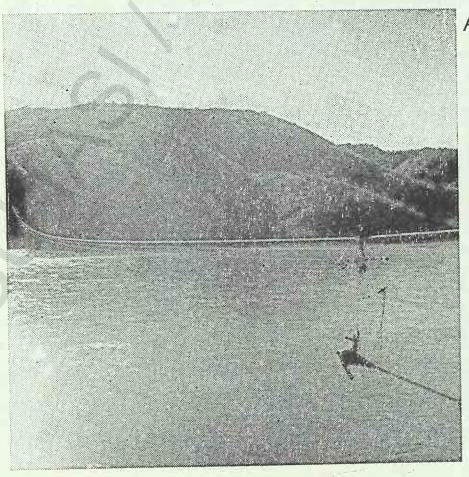


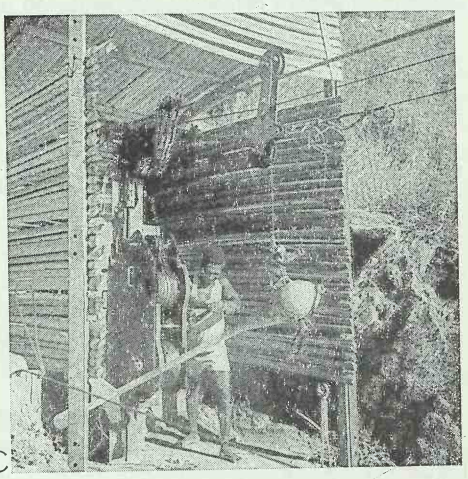
Fig. 102. Station téléphérique de la Betsiboka (Madagascar)

A) Câble porteur de 22 mm
B) Ancrage du câble porteur
C) Treuil Donau pour la manœuvre du saumon

Photos Aldégheri

A





C

BCU LAUSANNE / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

La station de plus longue portée utilisée par le service hydrologique de l'Orstom est celle du Banian sur le Mangoky (Madagascar) : la portée est de 425 m, le câble porteur de 16 mm a une résistance à la rupture de 15 tonnes et sa flèche peut atteindre 10,50 m avec un saumon de 100 kg. Toujours à Madagascar, la station d'Ambodiroka sur la Betsiboka (245 m de portée) a fait l'objet d'études spéciales sur le comportement des câbles (M. Aldégheri) : câble porteur en acier fondu de 22 mm constitué par une âme de 5 mm entourée de 18 brins de 4 mm (résistance à la rupture : plus de 25 tonnes), câbles tracteurs de 6 mm.

L'inconvénient des stations téléphériques est la longueur des manœuvres. C'est pourquoi on équipe parfois les treuils de moteurs électriques ou à explosion.

3. PROCÉDÉS DE JAUGEAGES AU MOULINET

A) Sections de jaugeages

Le jaugeage au moulinet consiste à explorer le champ des vitesses dans la section à travers laquelle on veut mesurer le débit liquide. L'emplacement idéal d'une section est tel que les filets liquides soient bien parallèles entre eux, que les vitesses soient suffisantes pour une bonne utilisation du moulinet et constantes dans le temps pour une même hauteur à l'échelle. La première condition implique un parcours rectiligne entre des berges franches, un lit bien calibré et un profil en travers relativement constant suivant le profil en long (cas idéal : canal prismatique rectiligne).

La deuxième condition se rapporte aux caractéristiques hydrauliques de la rivière; elle est en général réalisée si la première l'est déjà. Les deux phénomènes parasites dont il faut se méfier, d'autant plus redoutables qu'ils ne sont pas toujours apparents à première vue, consistent en une sorte d'oscillation lente des masses liquides. On observe parfois, lorsque la pente est faible, une véritable progression intermittente de l'eau, les vitesses dans la section subissant des variations périodiques simultanées. D'autre fois, surtout après un coude dans des rivières à vitesses relativement élevées, on observe une variation ondulatoire des vitesses se propageant d'une rive à l'autre, sans qu'il y ait variation sensible du plan d'eau : nous appelons ce phénomène *seiche des vitesses*.

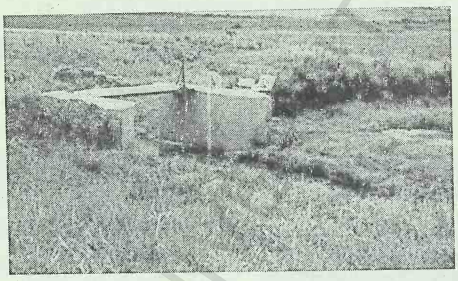
Toute irrégularité du lit : enclaves des rives, rochers, végétation arbustive, banc de sable, altère les conditions d'écoulement et constitue un facteur défavorable pour les mesures. Ces actions sont d'autant plus sensibles que la dimension dans laquelle agit l'effet perturbateur est plus faible : irrégularité des rives plus sensible sur lit étroit, irrégularité du fond plus sensible sur faible profondeur. C'est pourquoi il est plus facile de jauger, avec une même précision relative, un grand fleuve qu'un petit cours d'eau, des hautes eaux qu'un étiage; telle section, correcte pour les hautes eaux, doit être aménagée pour les mesures d'étiage.

Lorsque la largeur du lit est suffisante, plus de 30 m, on se contente généralement, après avoir choisi l'emplacement le moins défavorable, de *nettoyer* la section : les rives sont dégagées sur 50 m de part et d'autre de la station (débroussage), le lit débarrassé des arbres morts, des rochers gênants, et éventuellement faucardé si la végétation aquatique est de nature à gêner les mesures. A partir d'une centaine de mètres de largeur, il suffit d'effectuer un nettoyage sommaire des rives. A partir de 300 m, on dégage simplement la place des installations et, éventuellement, les points de repère.

Pour les petits cours d'eau, il est souvent nécessaire d'aménager le lit en construisant des murs et en canalisant éventuellement l'écoulement au moyen de digues, de sorte que,

paradoxalement, les mesures sur petits cours d'eau reviennent souvent plus cher que sur les grands fleuves. Dans ce cas, on installe en général une passerelle de mesure, en bois ou en tubes d'échafaudages : il est bon, si l'on adopte cette solution, de se documenter sérieusement sur les plus hautes eaux de la rivière.

Lorsqu'il s'agit de mesurer un très petit débit, il est rare que l'on trouve naturellement une section satisfaisante. On construit alors une petite digue provisoire étanche avec des cailloux et des mottes de terre, dans laquelle on ménage une ouverture étroite : de 20 cm à 1 m. S'il en est besoin, on régularise le courant dans la passe en installant une planche de chaque côté. Les cailloux et les herbes gênantes sont enlevés, le fond de la passe est rendu le plus régulier possible. Le jaugeage se fait à gué, au micromoulinet; les abscisses et les profondeurs



Cliché Chartier

Fig. 103. Station régularisée équipée d'une passerelle.
Vue de l'amont

sont mesurées avec des mètres en ruban d'acier. L'aménagement provisoire doit être fait assez loin en amont de l'échelle ou du limnigraphe de manière à ne pas modifier la hauteur du plan d'eau à son endroit.

B) Jaugeages à gué

Si la rivière est peu profonde et le fond résistant, on se contente souvent de se déplacer à pied dans la section avec un matériel léger. Un index fixé sur la perche hors de l'eau permet, si celle-ci est trouble, de contrôler que le moulinet est bien dirigé dans l'axe du courant.

Repérage des verticales : pour un lit étroit, jusqu'à 20 m, on tend une corde graduée ou un double décamètre à ruban d'acier entre les rives. Il est préférable, si la rivière est large, de remplacer la corde par un filin d'acier avec, éventuellement, des supports intermédiaires.

Le procédé convient pour des fonds pouvant aller jusqu'à 1 m si la vitesse ne dépasse pas 0,60 m/s. Il est exclu si le fond est vaseux ou formé de sable meuble.

C) Jaugeages au câble

Dans la majorité des cas, les jaugeages s'effectuent d'un bateau, la section étant matérialisée par un câble. En général le câble est volant, c'est-à-dire qu'on l'installe à chaque mesure. Il est bon de disposer alors d'un moteur hors-bord sûr et puissant pour le passage du câble durant les hautes eaux. Le câble, de préférence un filin de 4 mm en acier à 60 kg avec une âme souple formée d'une fine cordelette de chanvre, est enroulé sur un tambour pouvant être freiné lors du déroulement pour assurer la tension. Certains opérateurs installent

le tambour à bord du bateau, d'autres préfèrent le laisser à terre, ce qui permet de larguer plus facilement en cas de danger dû à une fausse manœuvre ou à une panne de moteur. Dans les deux cas, le tambour doit être légèrement freiné par un aide entraîné pour éviter l'emballement, assurer un déroulement continu et une tension correcte du câble. Au cours de cette opération, l'embarcation est dirigée vers l'amont sous un angle suffisant pour contrebalancer

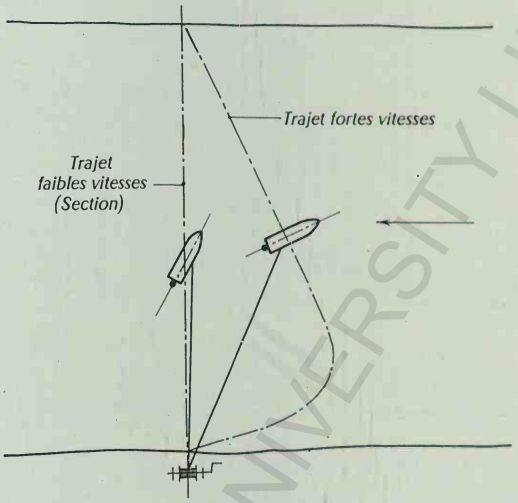


Fig. 104. Passage d'un câble avec canot à moteur

la vitesse du courant : si celle-ci est forte, surtout au milieu de la rivière, on préfèrera un parcours curviligne (fig. 104). Si la manœuvre est bien menée, pour une largeur inférieure à 150 m le câble ne doit presque pas s'immerger.

L'instant critique est celui de l'accostage. Il faut agir avec célérité pour débarquer et faire un tour mort sur un point fixe préparé ou repéré à l'avance. A cet effet, on aura gardé

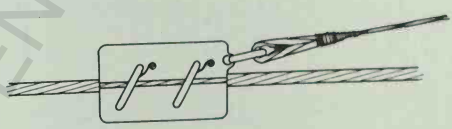


Fig. 105. Schéma d'une "grenouille"

dans le canot une réserve de câble suffisante pour accéder au point de fixation (généralement un arbre) sans avoir à tirer sur le câble. Si le treuil est à terre, l'aide préposé au déroulage doit freiner énergiquement juste au moment où le bateau accoste. Si le treuil est à bord, on aura préparé à l'avance un bout de filin muni d'une *grenouille* qui permet une fixation rapide sur le câble enroulé. Une *grenouille* est un appareil composé de 2 plaques en duralumin articulées qui serrent automatiquement lorsqu'on tire sur un câble fixé à l'une d'elles : des ressorts assurent le contact initial entre le câble et les gouttières pratiquées dans les plaques (fig. 105). Ces instruments sont très précieux, non seulement pour la manœuvre d'accostage, mais aussi pour effectuer rapidement des reprises de câble sans avoir à poser de serre-câble.

RCONASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Une fois le câble en place, il ne reste plus qu'à le tendre, opération qui s'effectue avec un moufle ou un palan (fig. 106). Il faut éviter de tendre le câble avec un treuil à moteur (treuil de Jeep par exemple). En effet, si le câble est immergé, et il l'est toujours un peu après un passage, la sortie de l'eau donne lieu à des *coups de fouet* d'autant plus énergiques que

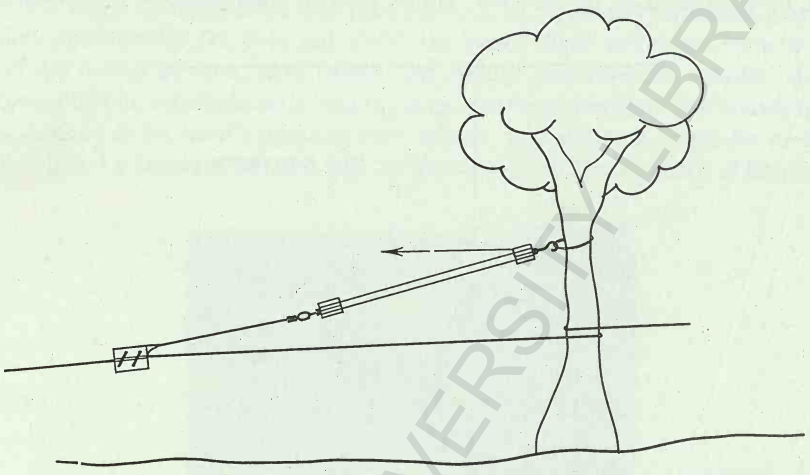


Fig. 106. Mise en tension d'un câble

la vitesse de l'eau est plus grande; la manœuvre doit être faite *en douceur* et le treuil à moteur est trop brutal.

Si l'on ne dispose pas de moteur hors-bord, il est tout de même possible de passer le câble, même avec des courants assez forts (1,50 m/s). Il faut alors remonter le long de la rive, suffisamment à l'amont du premier point d'attache du câble avant de tenter le passage, surtout si la rivière est large (plus de 100 m). Dans ce cas, après la traversée, le câble repose toujours sur le fond de la rivière : le relever peut être très difficile si le fond est rocheux et le câble

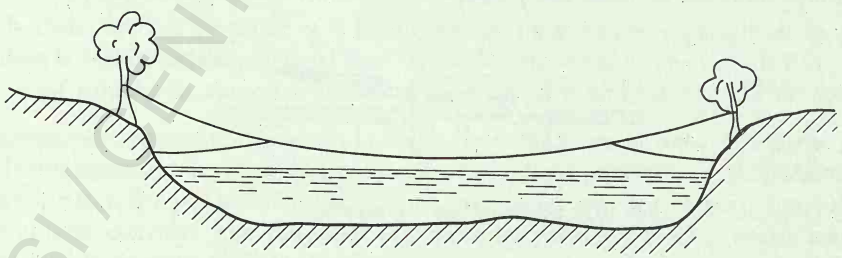


Fig. 107. Compensation de la flèche par câbles sous tendus

accroché ou si le câble est enfoui dans le sable. C'est une question de patience et de tour de main, il n'y a pas de technique générale. Souvent le câble casse et on peut être amené à répéter plusieurs fois l'opération.

Une fois le câble tendu, on fait deux ou trois tours supplémentaires autour du support et on fixe avec deux serre-câbles. Lorsque la largeur de la rivière dépasse 150 m, la flèche du câble, pour une tension raisonnable, conduit à installer les appuis de rives à une hauteur gênante pour les opérations de mesure à proximité des berges. On utilise alors des câbles secondaires *sous-tendus* comme l'indique la figure 107.

BCQASI / ORSTOM UNIVERSITY LIBRARY

Avant sa mise en place, le câble est gradué pour le repérage des verticales. Les marques sont faites généralement à la peinture blanche ou jaune. Une codification permet de repérer les distances horizontales. Il est recommandé de faire des marques assez rapprochées, par exemple tous les 5 m pour une largeur de 100 à 150 m. Les verticales correspondantes ne seront pas *faites* à chaque jaugeage, mais au cours de plusieurs mesures successives, on intercale les verticales.

Le *jangeage au câble* est généralement réalisé avec un moulinet suspendu. Si les profondeurs sont faibles, on pourra néanmoins utiliser la perche. Si les vitesses sont moyennes et si le matériel est léger (saumon de 25 kg ou perche), on peut utiliser un canot pneumatique, un dinghy ou même une pirogue. Pour les grands fleuves, les fortes vitesses, les grandes profondeurs, ou dans le cas d'un matériel lourd (50 kg ou plus), il est bon de disposer d'une portière plus ou moins lourde suivant le cas. A titre indicatif, sur une portière de deux canoës, on ne peut guère dépasser des fonds de 15 m avec une vitesse de 2 m/s (saumon de 50 kg - équipage de 4 hommes et l'opérateur). Pour le déplacement le long du câble, on pourra utiliser avec profit le système de la *traille* : la portière étant arrimée au câble au moyen de deux chaînes munies de poulies à chapes en leurs extrêmités, on diminue la longueur de la chaîne du côté opposé à celui vers lequel on veut aller; la poussée hydrodynamique sur le flanc des flotteurs suffit à déplacer la portière. Un système de blocage (par exemple à grenouille) fixe le bateau à la verticale désirée pendant la mesure en inversant la manœuvre (fig. 108).

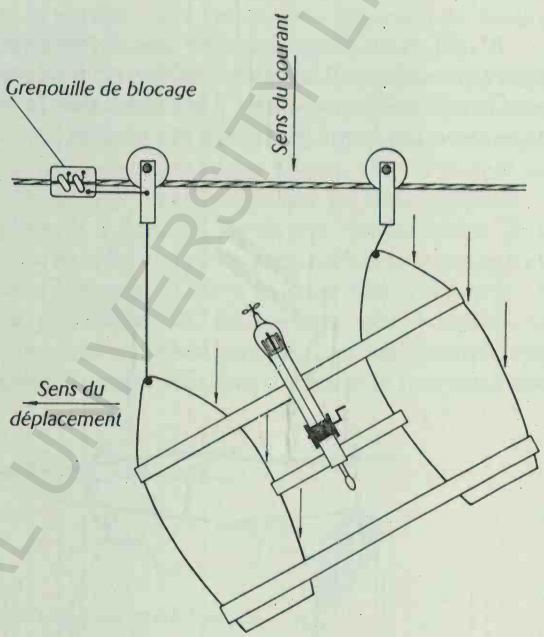


Fig. 108. Manœuvre d'une portière en "traille"

La densité des verticales et du nombre de points de mesures par verticale est fonction de la régularité du courant et surtout de la vitesse de montée ou de descente du plan d'eau. *On n'a jamais intérêt à augmenter le nombre de points de mesures si l'on doit perdre toute précision sur la détermination de la cote pour laquelle on fait le jaugeage.* Il en est de même pour la durée de chaque point de mesure qui doit être en principe de 60 secondes. Dans des conditions moyennes, sur un profil de 150 m de large, avec une profondeur de 8 m, on fera environ 15 verticales de 9 à 10 points chacune : la durée du jaugeage est d'environ 3 h 30 à 4 h. Pour les profondeurs dépassant 5 m, il est inutile de chercher à avoir la vitesse dite *de surface* (hélice juste immergée) : on fera la première mesure 20 à 30 cm au-dessous de la surface; on se dispensera aussi de la sacro-sainte *vitesse de fond* (le saumon reposant sur son contact) qui, vu les irrégularités du fond le plus uni, ne veut pas dire grand-chose, et on se contentera d'une mesure à 20 ou 30 cm au-dessus du fond.

Chaque fois qu'il est possible, le câble est installé à poste fixe; cela dépend d'une part des disponibilités en matériel, d'autre part de la navigation sur la rivière. Dans ce cas, on a tout intérêt à disposer d'un treuil irréversible à vis sans fin dont on cadenasse soigneusement

BCEOM CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

la manivelle après chaque mesure. Pour rattraper le marnage, on utilise des câbles sous-tendus mouflés au moment de la mesure ou manœuvrés avec des treuils auxiliaires. Nous rangerons dans cette catégorie les stations équipées d'un transporteur aérien dont les éléments ont été décrits au paragraphe précédent.

D) Jaugeages sur passerelle

Il vaut mieux éviter de jauger une grande rivière à partir d'un pont : outre la dérive importante que prend alors le moulinet pour les grandes vitesses si la dénivelée est grande entre le tablier et le plan d'eau, il se produit dans le sens transversal un mouvement pendulaire du saumon qui nuit à la qualité des mesures.

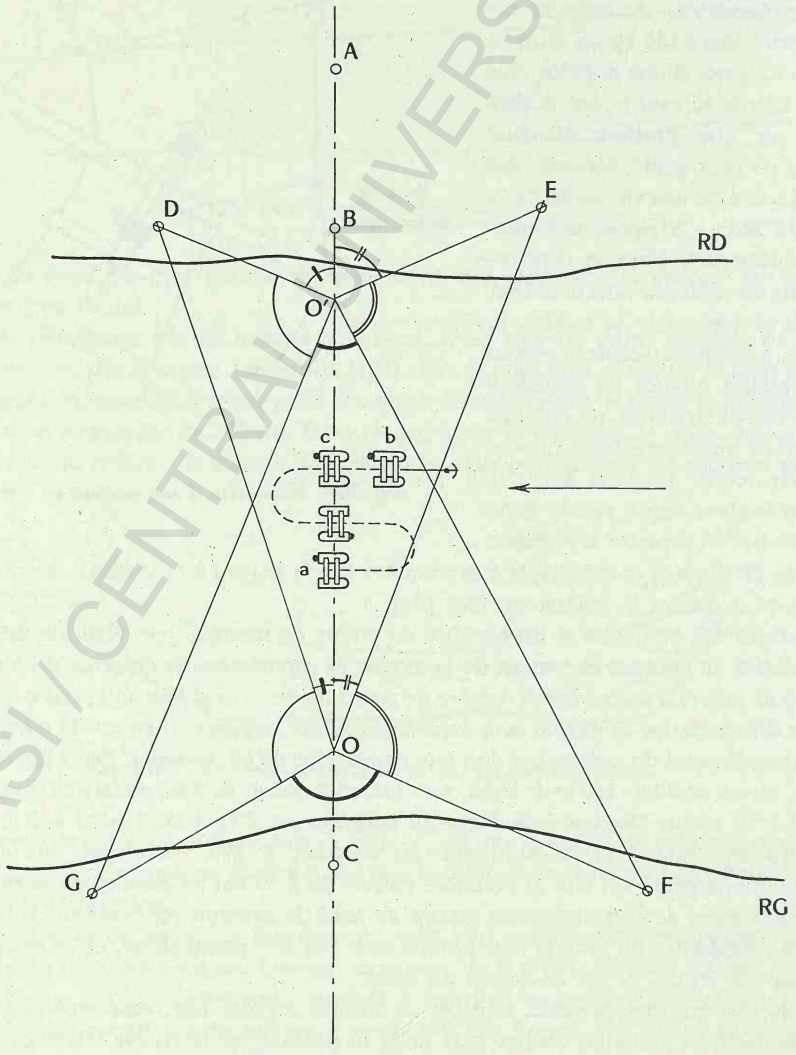


Fig. 109. Jaugeage au cercle

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Par contre, pour l'étude de petits cours d'eau, il est pratique de disposer d'une passerelle. Les jaugeages se font alors soit à la perche, soit au saumon. Les positions des verticales sont peintes directement sur la passerelle.

E) Jaugeages au cercle

Lorsque la station est trop large pour que l'on puisse facilement installer un câble (limite indicative : 300 m), on opère en ancrant la portière ou le bateau dans la section de mesure. Le repérage des verticales se fait au moyen d'un *cercle hydrographique*.

Cet appareil, basé sur le principe du sextant (double réflexion), permet de mesurer l'angle sous lequel on voit deux repères même si l'on se trouve sur un support mobile (bateau). Il existe deux modèles : le cercle hydrographique ordinaire qui permet de mesurer des angles jusqu'à 150° environ et le cercle Ricard, qui mesure les angles jusqu'à 180° et permet par conséquent de se placer dans l'alignement de deux repères situés sur les rives opposées.

La section de jaugeage doit être préparée à l'avance. Après une reconnaissance de la rivière et le choix d'une section, on débrousse les rives sur une longueur suffisante et on implante d'abord trois jalons matérialisant la section (points A, B, C de la figure 109). S'il le faut, on débrousse la rive intéressée sur toute la profondeur BA. On implante alors 4 repères, ou on choisit 4 repères naturels, de façon que deux au moins puissent être vus simultanément d'un point quelconque de la section. Repères et jalons font l'objet d'un lever topographique, ainsi que les rives du fleuve.

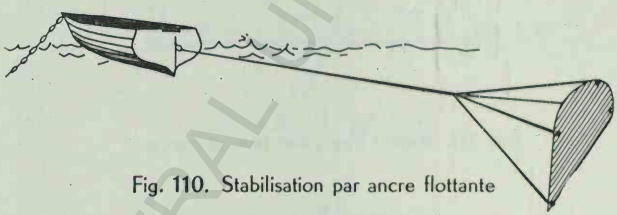


Fig. 110. Stabilisation par ancre flottante

Conduite du jaugeage.

On part de la rive opposée à celle qui porte les deux premiers jalons d'alignement (A et B). On se met dans l'alignement AB et on fait les visées sur les repères D, B et E. On passe ensuite à la première verticale. Le déplacement d'une verticale à l'autre se fait de la façon suivante :

— Position initiale : *a*;

— Mise en route du moteur;

— On relève l'ancre pendant que le bateau avance en enroulant le câble d'ancrage sur un tambour prévu à cet effet (on dispose d'environ 50 m de câble);

— On écrit un S comme il est indiqué sur la figure 109 et on dépasse la section matérialisée par l'alignement AB d'une cinquantaine de mètres;

— On lâche l'ancre tout en diminuant les gaz;

— Lorsqu'on estime que l'ancre a touché le fond, on arrête le moteur et on se laisse dériver tout en continuant à dérouler le câble d'ancre. Il faut que la vitesse de déroulement soit suffisante pour que le choc soit *mou* au moment où l'ancre *croche*;

— On arrête doucement la dérive en ralentissant le déroulement : il ne reste plus qu'à se mettre exactement dans la section en agissant sur le tambour.

Il peut se faire que le bateau *pendule* latéralement au bout de son câble d'ancrage, phénomène d'ailleurs rare avec une portière. Dans ce cas on peut améliorer la stabilité en lâchant à l'aval du bateau une sorte de cerf-volant taillé dans une planche et appelé *ancre flottante* (fig. 110).

Report d'une verticale.

Supposons que nous ayons relevé du point M représentant la verticale (fig. 111), les angles $\widehat{AMB} = (1)$, $\widehat{BMC} = (2)$, $\widehat{CMD} = (3)$ et $\widehat{DMA} = (4)$. En principe, il suffit de connaître deux de ces angles pour déterminer la position de M. On prend un troisième angle pour se ménager un recoupement et le quatrième sert à vérifier qu'il n'y a pas d'erreurs de lecture (la somme des 4 angles devant être égale à 360°).

Nous ferons la construction à partir des angles (1) et (2). Le point M est sur l'arc capable de l'angle (1) sous lequel on voit le segment AB. Il est donc sur le cercle centré en O′ sur la

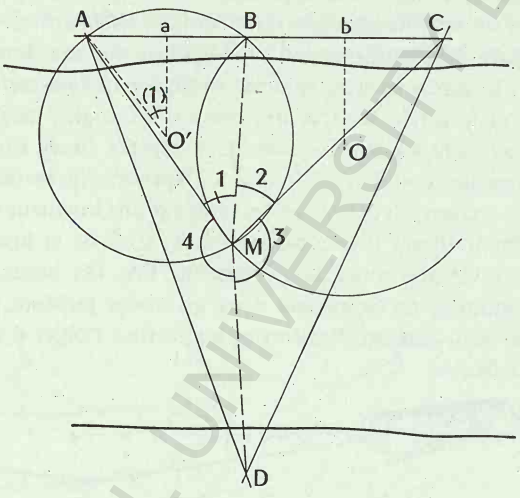


Fig. 111. Report d'un point levé au cercle

médiatrice de AB de telle façon que $O'a = \frac{AB}{2}$ cotg (1). Pour la même raison, M est sur le cercle de centre O tel que $Ob = \frac{BC}{2}$ cotg (2). L'intersection des deux cercles, autre que B, donne la position de M. Pour compenser les erreurs graphiques, on construit également l'arc à partir duquel on voit CD sous l'angle (3). On obtient généralement, à l'intersection des 3 cercles, un triangle curviligne dont on considère le centre comme l'intersection vraie la plus probable.

On peut également déterminer graphiquement la position de O et de O′ : c'est au moins aussi long et moins précis. Si l'on dispose d'un rapporteur hydrographique, on construit directement les portions intéressantes des arcs capables.

Les mesures de vitesses s'effectuent comme au câble.

F) Jaugeages par intégration

Le jeaugeage par intégration se pratique en laissant descendre le moulinet à vitesse constante le long de la verticale.

Supposons que la formule de tarage du moulinet soit :

$$u = a\frac{n}{t} + b$$

BCU IAM CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Biblioteca de Geologia-Hidrogeria

n étant le nombre de tours d'hélice enregistré pendant le temps t. Soit P la profondeur totale et v la vitesse de descente du moulinet supposée constante. Pour une profondeur p on a une vitesse du courant u qui peut être considérée comme constante au deuxième ordre près le long d'une différentielle dp. Le moulinet, dans son mouvement de descente, met un temps $\frac{dp}{v}$ pour parcourir l'élément dp. On aura donc compté, si le moulinet n'enregistre que la composante horizontale de la vitesse, un nombre dn de tours d'hélice répondant à la relation :

$$u = a\frac{dn\,v}{dp} + b$$

d'où

$$dn = \frac{u - b}{va}\,dp$$

Le nombre total de tours d'hélice compté lors de la descente jusqu'au fond de la rivière sera égal à :

$$N = \int_0^P \frac{u - b}{va}\,dp \text{ en un temps } T = \frac{P}{v}$$

et la vitesse correspondante, calculée par la formule :

$$U = a\frac{N}{T} + b = \int_0^P \frac{au}{vaT}\,dp - \frac{ba}{vaT}\int_0^P dp + b$$

or

$$vT = P \text{ et } \int_0^P dp = P$$

d'où

$$U = \frac{1}{P}\int_0^P u\,dp$$

ce qui est l'expression de la vitesse moyenne le long de la verticale.

Le jaugeage par intégration donne donc directement la vitesse moyenne suivant chaque verticale. Les mesures sont à la fois plus rapides et plus complètes, le dépouillement se réduit à une simple intégration graphique.

On peut cependant élever un certain nombre d'objections pour la pratique de cette méthode La première qui vienne à l'idée est l'influence de la vitesse de descente qui effectivement se compose avec la vitesse de l'eau pour donner une vitesse oblique légèrement plus forte. Un exemple nous fixera sur l'importance des erreurs que l'on peut attendre de ce fait : avec un courant de 1 m/s et une vitesse de descente déjà rapide de 5 cm/s, la composante oblique est de 1,0012 m/s, soit un écart de 1,2 ‰, bien inférieur à la précision de l'étalonnage. De plus, une hélice, même ordinaire, ne prend guère que la composante horizontale, si l'angle d'oblicité est suffisamment petit. Par acquit de conscience, on peut néanmoins utiliser une hélice auto-composante.

La seconde objection se rapporte au déséquilibrage possible de l'ensemble suspendu lors de la descente. Il suffit d'un peu d'habitude et de précautions pour pallier cet inconvénient. D'autres remarques assez anodines ont été faites. Du point de vue expérimental, on n'a jamais observé d'écarts notables, ni surtout systématiques, entre des mesures point par point et des mesures par intégration. Pour notre part, les essais effectués en 1956 en Guinée et portant sur plus

ROYAL CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

de cinquante jaugeages, nous ont convaincus. Par contre, les avantages sont évidents : rapidité beaucoup plus grande des opérations, simplicité du dépouillement.

Quant au matériel nécessaire pour réaliser ces jaugeages, nous en avons déjà parlé dans un précédent paragraphe. Rappelons que la descente à vitesse constante peut être obtenue par un régulateur à palettes. Le comptage des tops doit être effectué sur une batterie automatique avec comptage tout par tour et chronomètre synchronisé. Cependant, les premiers essais que nous avons faits avant que ce matériel perfectionné n'existât, et au cours desquels le régulateur de descente était l'hydrologue lui-même opérant sur un treuil sans frein, n'avaient pas donné de si mauvais résultats.

Signalons enfin que l'on peut effectuer des jaugeages par intégration sur perche, la perche étant alors fixe lors d'une mesure et non graduée. Le moulinet, monté sur une pièce de guidage lestée, coulisse sur la perche par l'intermédiaire de galets. La descente est assurée par un treuil muni d'un régulateur. Un treuil supplémentaire permet la manœuvre de la perche qui, dans ce cas, est généralement trop lourde pour être manœuvrée à la main.

4. DÉPOUILLEMENT DES JAUGEAGES AU MOULINET

Lorsqu'un jaugeage est terminé, on se trouve en présence d'un certain nombre de points de mesure repérés en abscisses (distances horizontales donnant la position des différentes verticales) et en ordonnées (profondeurs).

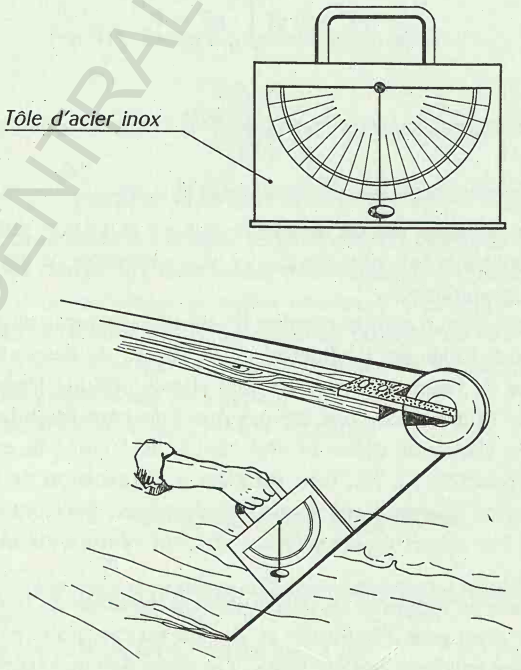


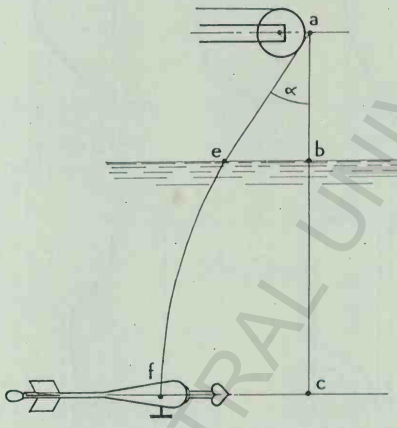
Fig. 112. Rapporteur à pendule

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Nous donnons ci-dessous un modèle de feuille de résultats :

Distances (m)	Profondeurs (m)	α (degrés)	Profondeurs corrigées (m)	N nb. tours	T (s)	V (m/s)	Observations

Si la dérive du moulinet n'a pas été négligeable (plus de 10°), on a noté l'angle α que fait le câble exondé avec la verticale. Cet angle se mesure avec un *rapporteur à pendule* que l'hydrologue se confectionne généralement lui-même (fig. 112). Certains équipements de jaugeages comportent également la mesure directe de l'angle de dérive. Les corrections à apporter aux profondeurs sont calculées à partir du tableau de la figure 113.



Câble exondé $ab = \frac{ae}{\sec \alpha}$

Câble immergé $bc = ef\,(1 - K)$

α en degrés	sec α	K	(1 − K)
4	1,0024	0,0006	0,9994
6	1,0055	0,0016	0,9984
8	1,0098	0,0032	0,9968
10	1,0154	0,0050	0,9950
12	1,0223	0,0072	0,9928
14	1,0306	0,0098	0,9902
16	1,0403	0,0128	0.9872
18	1,0515	0,0164	0,9836
20	1,0642	0,0204	0,9796
22	1,0785	0,0248	0,9752
24	1,0946	0,0296	0,9704
26	1,1126	0,0350	0,9650
28	1,1326	0,0408	0,9592
29	1,1547	0,0472	0,9528
32	1,1792	0,0544	0,9456
34	1,2062	0,0620	0,9380
36	1,2361	0,0698	0,9302

Fig. 113. Corrections pour câble incliné

BCU IASI - CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

On calcule ensuite les vitesses à partir de la formule de tarage du moulinet ou, éventuellement, des barêmes. Le calcul du débit se fait par double intégration graphique de deux manières différentes.

A) Méthode des paraboles

On trace pour chaque verticale la courbe des vitesses en fonction de la profondeur, que l'on appelle, très improprement, la *parabole des vitesses*. La figure 114 montre quelques unes des formes que peut prendre cette *parabole*. Le planimétrage de la surface ainsi obtenue donne le débit par unité de largeur au droit de la verticale considérée : on l'appelle *p.u* et on l'exprime en mètres carrés par seconde. On trace ensuite la courbe de variation de ces *p.u* suivant la largeur de la section. Le planimétrage de cette courbe donne le débit.

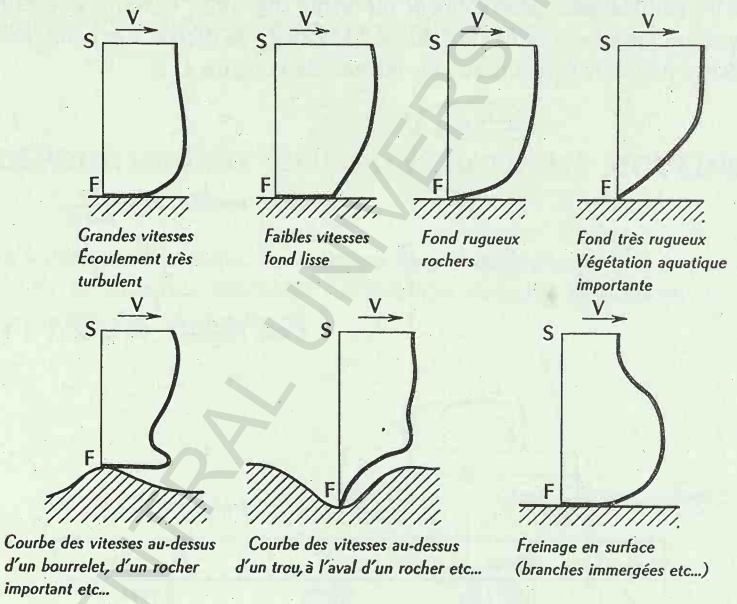


Fig. 114. Quelques exemples de "paraboles de vitesses"

Nous donnons figure 115 un exemple de présentation du dépouillement. Les courbes d'égales vitesses ne sont tracées qu'à titre indicatif.

Un certain nombre de renseignements sont fournis avec le débit (Q) :

— Le profil en travers;
— La section mouillée S;
— La largeur de la section;
— La profondeur moyenne : rapport de la section mouillée à la largeur (pratiquement égale au rayon hydraulique pour une rivière);
— La vitesse maximale;
— La vitesse moyenne : $U = \frac{Q}{S}$;
— La vitesse moyenne de surface (Vms), calculée en planimétrant l'aire de la courbe des vitesses de surface (relevées sur les paraboles) et en divisant par la largeur;

BCU Lausanne / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

BCU IASVI CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

MANDRARE (Station Amboasary)

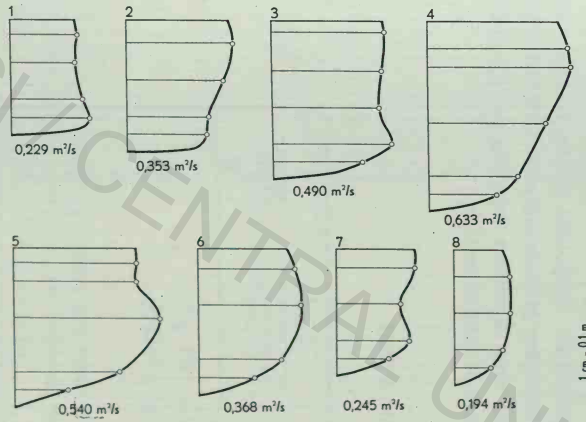
Jaugeage N° 19 (H - 1,47 m Q - 29,7 m³/s)

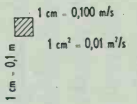
Date le 25-1-56
Cotes début 1,48 m fin 1,46 m
Débit 29,7 m³/s

Opérateur Y. MOUNE
Moulinet OTT 8715
Hélice OTT 8715 pas 0,25 F auto-composante
Perche OTT

Section mouillée 60 m²
Largeur 94 m
Profondeur moyenne 0,64 m
Pente

Vitesse maximum 0,792 m/s
Vitesse moyenne U 0,495 m/s
Vitesse moyenne superficielle 0,530 m/s
Rapport U/Vms - 0,93





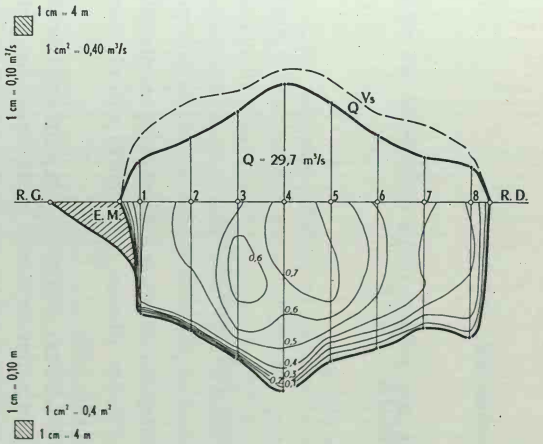


Fig. 115

LA VINA (Station Lahore)

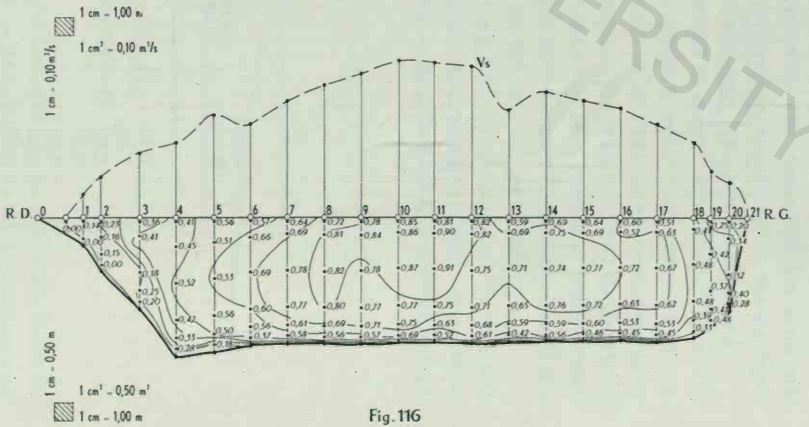
(H - 2,20 m Q - 70,50 m³/sec.)

Date le 3-7-56
Cotes 2,20 m
Débit 70,50 m³/s

Opérateur
Moulinet OTT 8014
Hélice 0,12 m
Perche

Section mouillée 115 m²
Largeur 37 m
Profondeur moyenne 3,11 m
Pente

Vitesse maximum 0,91 m/s
Vitesse moyenne U - 0,61 m/s
Vitesse moyenne superficielle Vms - 0,56 m/s
Rapport U/Vms - 1,09



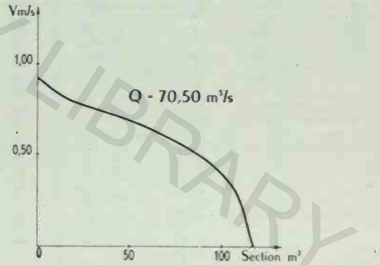


Fig. 116

— Le rapport $\frac{U}{Vms}$, utile pour les jaugeages aux flotteurs (nous reviendrons sur cette notion);
— Éventuellement, la pente et le coefficient de Manning.

B) Méthode des isotaches (ou isodromes)

Elle consiste à représenter graphiquement le champ des vitesses et à planimétrer, en cumulé, les aires correspondant aux différentes courbes d'égales vitesses. Les chiffres trouvés sont reportés sur un graphique en fonction des vitesses (fig. 116).

Le tracé des isotaches peut être réalisé de deux façons différentes. On peut représenter d'abord le champ des vitesses en cotant en vitesses les points de mesure sur les verticales, puis tracer à l'estime les courbes d'égales vitesses en s'appuyant sur les points expérimentaux. On peut également, après avoir au préalable tracé les paraboles, déterminer sur ces paraboles les profondeurs correspondant à des vitesses fixées à l'avance, que l'on reportera sur le graphique représentant la section : les isotaches passeront par ces points. Cette dernière façon d'opérer est intéressante dans le cas où l'on dépouille le jaugeage par les deux méthodes.

La première intégration se fait de la façon suivante. Supposons que les vitesses varient de 0 à 1,50 m/s et que l'on ait tracé un réseau d'isotaches graduées tous les 0,20 m/s. On planimètrera la surface englobée par l'isotache 1,40, puis la surface englobée par l'isotache 1,20 (qui comprend la prédécente), etc. On dresse alors le tableau suivant :

TABLEAU XXXII

Vitesse (en m/s)	Surface planimétrée (en cm²)	Surface après correction de planimètre (en cm²)	Surface (en m²)
1,40			s_1
1,20			s_2
1,00			s_3
0,80			s_4
0,60			s_5
0,40			s_6
0,20			s_7
0			S

Pour effectuer la seconde intégration, qui donnera le débit, on porte en ordonnée s_1 en regard de l'abscisse 1,40 etc. On obtient une courbe dont la surface est égale au débit, à l'échelle près.

C) Dépouillement des jaugeages par intégration

On est ramené à la seconde intégration de la méthode des paraboles puisque l'on connaît pour chaque verticale le produit *p.u.*

BCU LAUSANNE / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

5 JAUGEAGES AUX FLOTTEURS

Un jaugeage complet au moulinet est toujours préférable à un *jaugeage aux flotteurs*. Mais il peut se faire que sa réalisation présente de telles difficultés qu'on ne puisse raisonnablement l'effectuer. C'est le cas de rivières trop rapides, à trop fortes pentes, qui mettraient sérieusement en danger la vie de l'opérateur s'y aventurant. Encore le problème peut-il être souvent résolu par des stations téléphériques. Mais si la fréquence des corps flottants est trop

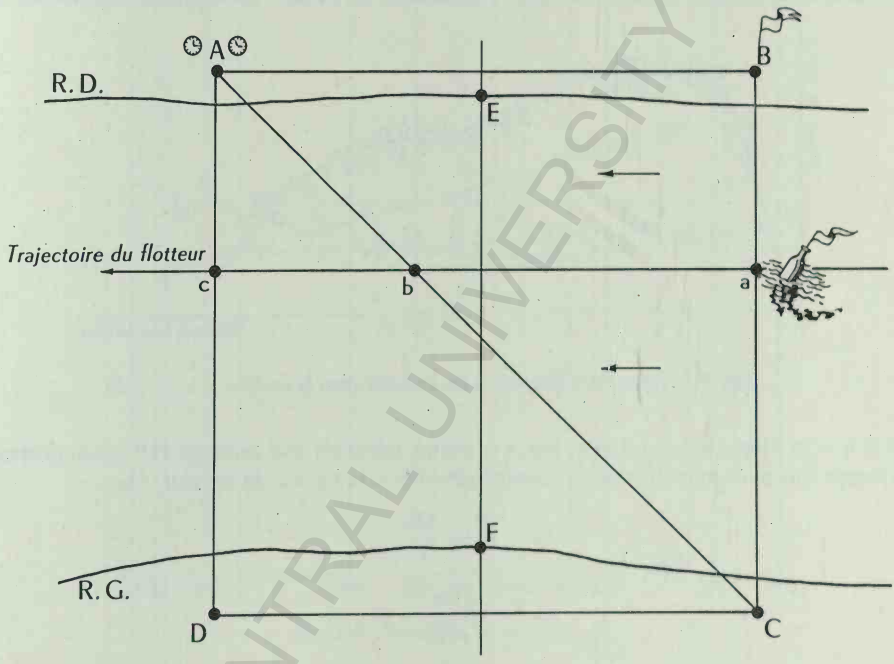


Fig. 117. Jaugeage aux flotteurs
(Méthode des deux chronomètres)

grande, c'est le matériel lui-même qui court à une perte certaine : le jaugeage aux flotteurs s'impose. Par ailleurs, cette dernière méthode permet à l'hydrologue, au cours de prospections, de se faire une première idée des débits.

On peut utiliser, pour la mesure des vitesses de surface, soit des flotteurs artificiels lancés par l'opérateur (bouteilles de bière lestées et munies d'un voyant, bâtons lestés, etc.), soit les corps flottants naturels. Dans les deux cas, les mesures de vitesse et le repérage de la trajectoire des flotteurs s'effectuent avantageusement par la méthode des deux chronomètres (A. BOUCHARDEAU).

On choisit un tronçon de rivière sensiblement rectiligne. On implante sur les rives 4 jalons A, B, C et D comme il est indiqué sur la figure 117. Le côté A B du quadrilatère ainsi formé s'appelle *base de mesure*. L'opérateur s'installe en A avec ses deux chronomètres ou, mieux, avec un chronomètre à aiguille rattrapante. Un aide sûr s'installe en B avec un système quelconque de signalisation (drapeau, pistolet, etc.). Pour les grandes portées, les signaux acoustiques ne sont pas conseillés à cause des réflexions sur les obstacles naturels et des interférences

RCU - SCENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

sonores qui ont tendance à étaler le signal et à rendre sa perception imprécise : la durée de propagation du signal acoustique n'a elle-même aucune importance. Le meilleur système est un petit téléphone de campagne qui permet en plus à l'aide de décrire le flotteur à l'opérateur si on utilise des corps flottants naturels.

L'aide vise en permanence suivant la ligne BC. Lorsqu'un flotteur, naturel ou lancé par un autre aide, franchit la ligne BC, l'aide émet un signal et l'opérateur déclenche simultanément ses deux chronomètres ou son chronomètre à aiguille rattrapante. Il vise alors dans la direction AC. Quand le flotteur franchit la ligne AC, il arrête un des chronomètres ou une des aiguilles du chronomètre à aiguille rattrapante. Il vise alors suivant AD et arrête le deuxième chronomètre ou la deuxième aiguille. On suppose que la trajectoire du flotteur est rectiligne et parallèle aux

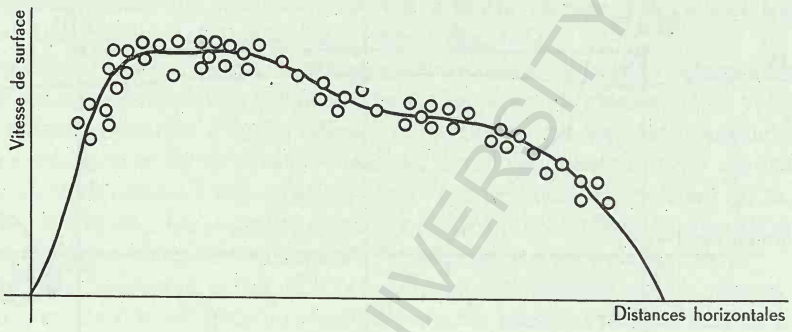


Fig. 118. Répartition des points de mesures dans la section

rives et que sa vitesse est constante. Soit t le temps mis pour parcourir ab (1er chronomètre), T le temps mis pour parcourir ac (2e chronomètre) et u la vitesse du flotteur. On a :

$$u = \frac{ac}{T} = \frac{AB}{T}$$

$$ab = AB\frac{ac}{BC} = ut$$

d'où

$$Ca = ut\frac{BC}{AB} = BC\frac{T}{t}$$

c'est-à-dire la vitesse et la position du flotteur.

Lorsqu'une série de mesures analogues ont été faites avec d'autres flotteurs, on porte sur un graphique les points correspondants avec les positions en abscisses et les vitesses en ordonnées. On obtient alors un nuage de points analogue à celui de la figure 118, permettant de tracer la courbe la plus probable de répartition des vitesses de surface suivant la largeur de la section médiane.

Pour le calcul de la vitesse moyenne dans la section, il est nécessaire de se fixer une valeur du rapport $\frac{U}{V_{ms}}$. Si les mesures aux flotteurs sont destinées à extrapoler la courbe d'étalonnage d'une station pour laquelle on a pu faire, en basses et moyennes eaux, des jaugeages complets, on tracera des courbes analogues à celles de la figure 119 que l'on extrapolera.

En général, le rapport U/Vms croît avec la profondeur moyenne. Ce n'est pas toujours le cas, comme on peut le remarquer sur les courbes données en exemple. En fait, sa valeur est plutôt liée à l'état de turbulence de la rivière et tendrait vers l'unité pour une très forte turbulence (paraboles plates). Pour des turbulences faibles, U/Vms a tendance à diminuer, ce qui

BCU IAC CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

explique le sens des variations généralement observées. Mais il peut se faire que des effets de ralentissement en surface fassent augmenter U/Vms lorsque U décroît : ce phénomène est souvent observé sur des rivières à forte pente. La valeur du rapport peut alors dépasser l'unité.

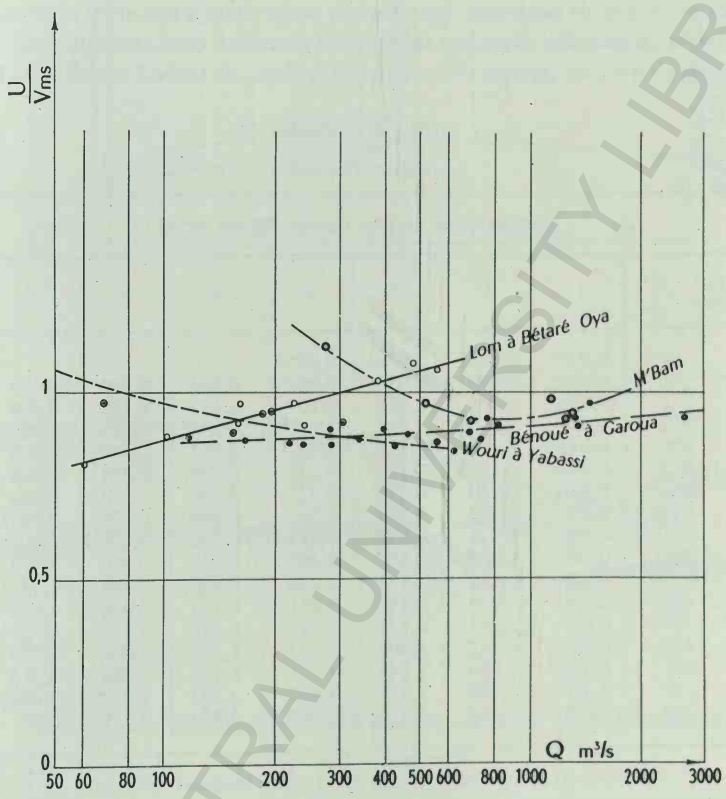


Fig. 119. Variations du rapport $\frac{U}{Vms}$

Si l'on a aucune indication sur la variation de U/Vms dans la section que l'on étudie, on pourra prendre les valeurs suivantes :

Vitesses fortes, profondeurs supérieures à 4 m	1,00
Vitesses moyennes en rivières de montagnes	1,05
Faibles pentes, rivières moyennes	0,85
Grands fleuves	0,95
Pentes moyennes, rivières moyennes	0,90 à 0,95
Vitesses très faibles	0,80

Il faut enfin, pour déterminer le débit, évaluer la surface de la section à laquelle sera appliquée la vitesse U. Dans la mesure du possible, on relèvera, en basses eaux, les sections AD, EF et BC, et on tracera, pour chacune d'elles, la courbe de sa surface en fonction de la hauteur à l'échelle : pour chaque jaugeage aux flotteurs on prendra alors la moyenne des 3 surfaces correspondant, sur les trois courbes respectives, à la cote pour laquelle est effectuée la mesure. On peut à la rigueur, si on ne peut faire autrement, se contenter de la section EF. Dans le cas d'une rivière à fond mobile, il faut faire un ou plusieurs profils en travers après chaque crue.

BIAS CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

6. LES JAUGEURS

Ce sont des stations de jaugeages destinées aux petits cours d'eau, dont le principe est basé sur le théorème de Bernouilly. Dans ces stations, on cherche à créer une discontinuité hydraulique (ressaut ou chute) avec passage en écoulement critique, de façon à obtenir une loi hauteur-

TABLEAU XXXIII

Jaugeur Parshall

Barême pour ressaut dénoyé Q (en m^3/s)

H_a (en pieds)	H_a / W (mm)	1′	2′	3′	4′	5′	6′	8′	10′
0,2	61	0,0099	0,0187	0,0274	0,0357				
0,3	91	0,0181	0,035	0,052	0,068	0,084	0,100	0,131	
0,4	122	0,028	0,055	0,081	0,107	0,132	0,158	0,208	0,258
0,5	152	0,039	0,077	0,115	0,152	0,188	0,225	0,297	0,370
0,6	183	0,052	0,102	0,153	0,202	0,252	0,300	0,399	0,495
0,7	213	0,066	0,130	0,194	0,258	0,323	0,385	0,509	0,637
0,8	244	0,081	0,160	0,239	0,320	0,396	0,475	0,634	0,790
0,9	274	0,097	0,192	0,289	0,385	0,478	0,574	0,764	0,954
1,0	305	0,113	0,226	0,340	0,453	0,566	0,679	0,906	1,132
1,2	366	0,149	0,300	0,453	0,603	0,756	0,910	1,214	1,520
1,4	427	0,189	0,382	0,574	0,770	0,965	1,163	1,557	1,950
1,6	488	0,231	0,470	0,710	0,951	1,194	1,438	1,927	2,420
1,8	549	0,277	0,563	0,852	1,146	1,438	1,735	2,329	2,926
2,0	610	0,325	0,662	1,000	1,353	1,701	2,051	2,759	3,470
2,2	671	0,376	0,700	1,169	1,571	1,978	2,389	3,215	4,047
2,4	732	0,430	0,880	1,339	1,803	2,272	2,750	3,699	4,658
2,6	792	0,481	0,993	1,514	2,040	2,572	3,116	4,20	5,30

Corrections de submersion (en m^3/s) pour jaugeurs de 1 pied

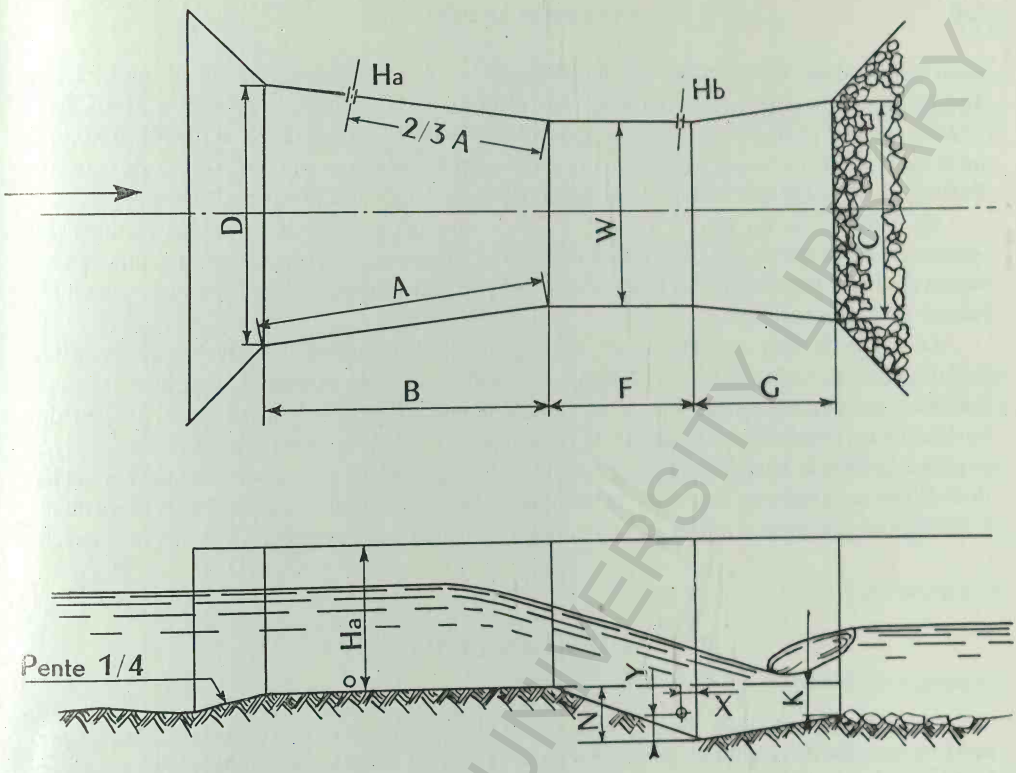
H_a (mm)	Rapport H_b/H_a					
	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95
91	0,00198	0,00226	0,00283	0,00368	0,00566	0,00934
152	0,00226	0,00283	0,00396	0,00623	0,0105	0,0184
305	0,00368	0,00594	0,00991	0,0167	0,0283	0,0509
457	0,00708	0,0119	0,0198	0,0340	0,0566	0,0962
610	0,0125	0,0207	0,0354	0,0566	0,0934	0,1528
762	0,0195	0,0311	0,0538	0,0821	0,1330	0,2123

Ces chiffres sont à déduire de ceux du barême précédent dans le cas du ressaut noyé.

Pour un jaugeur quelconque, appliquer les coefficients suivants aux corrections ci-dessus :

W	K	W	K
1	1,0	5	3,7
2	1,8	6	4,3
3	2,4	8	5,4
4	3,1	10	6,5

BCU LAUSANNE CENTRALE UNIVERSITY LIBRARY



Dimensions standard pour différentes largeurs de l'étranglement

en Pieds W	en mm A	B	C	D
1	1371	1343	610	845
2	1524	1495	914	1206
3	1676	1645	1219	1572
4	1829	1794	1524	1937
5	1981	1943	1829	2302
6	2134	2093	2134	2667
7	2286	2242	2438	3032
8	2438	2391	2743	3397
10	2743	2689	3353	4124

F = 610 mm N = 228 mm G = 915 mm X = 51 mm Y = 76 mm K = 76 mm

Fig. 120. Jaugeur " PARSHALL " (Schéma et normalisation des dimensions)

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

débit indépendante des conditions aval et susceptible d'être appliquée, moyennant une certaine normalisation des cotes des ouvrages, sans recourir à un étalonnage préalable. Nous renvoyons, pour l'étude de ces stations, aux ouvrages de M. REMENIERAS et de M. BAUZIL; nous nous contenterons de donner des indications pratiques pour la construction du jaugeur Parshall, susceptible de nombreuses applications dans l'étude des très petits bassins.

Ce jaugeur est du type *à ressaut*, l'accélération qui permet de passer en écoulement torrentiel étant obtenue par contraction de la veine au moyen d'un convergent et d'une surélévation du fond. Il est réalisé en bois ou en béton, les petits modèles en bois pouvant éventuellement être transportables.

La normalisation est basée sur la largeur de l'étranglement : W sur le schéma de la figure 120. Les mesures de hauteurs se font dans un puits communiquant avec le canal par une prise de pression H_a. Les débits sont déterminés d'après la hauteur H_a au moyen du barême de correspondance donné sur le tableau XXXIII. Une seconde prise, installée en H_b, permet d'utiliser le jaugeur lorsque le ressaut est noyé. Dans ce cas, il faut corriger les débits donnés par le barême au moyen du tableau de correction figurant à la suite. Nous conseillons à l'utilisateur de tracer, à partir de ce tableau, un abaque correspondant à son cas particulier.

7. JAUGEAGES CHIMIQUES

Les différents procédés de jaugeages chimiques consistent à injecter dans la rivière une certaine quantité de produit chimique et à doser ce produit dans des échantillons prélevés assez loin à l'aval sur le débit de la rivière. Nous décrirons les deux méthodes actuellement de pratique courante en France, mises au point ou perfectionnées par ANDRÉ, de la D.T.G.

A) Jaugeages par injection continue (méthode Dumas)

a) PRINCIPE

On injecte à débit constant, dans le cours d'eau à jauger, une solution concentrée d'un produit chimique. Cette solution se dilue dans l'eau de la rivière pour donner un mélange homogène dont on prélève en aval des échantillons. Soit :

q l/s le débit d'injection;
C g/l la concentration de la solution mère;
c g/l la concentration des prélèvements;
Q l/s le débit du cours d'eau.

On a :

$$Q = q.\frac{C}{c}$$

Le rapport $J = \frac{C}{c}$ représente la dilution. Elle est déterminée par une méthode colorimétrique comme nous le verrons plus loin.

Cette formule n'est valable que si les conditions suivantes sont réalisées :

— Réalisation d'un mélange homogène.

Conditions : turbulence active dans tout le secteur de mesures.

— Établissement rapide du régime permanent.

Conditions : renouvellement rapide des masses d'eau en tous points du secteur de mesures.

Éviter les zones d'eau morte.

Ces conditions déterminent le choix de la section de jaugeages.

b) CHOIX DU COLORANT

Le produit à employer doit cumuler un certain nombre de propriétés :

— être d'un prix abordable;

— être facilement soluble, ni corrosif, ni toxique;

— être facile à doser avec précision, même aux très grandes dilutions (de l'ordre du mg/l);

— ne pas préexister dans l'eau de la rivière en concentration comparable à la concentration finale;

— ne pas se détruire ou se décolorer entre le moment de l'injection et l'analyse du prélèvement.

Dans l'état actuel des recherches, le bichromate de soude semble le mieux convenir à ces conditions :

— prix au kilogramme en France (1961) : environ 2 NF par commande de plusieurs tonnes;

— solubilité moyenne à la température ordinaire : 660 g/l;

— titre minimum dosable à moins de 0,5 % près : 0,5 à 1 mg/l;

— stabilité très grande vis-à-vis de la lumière, des sédiments et des matières organiques.

c) TECHNIQUE OPÉRATOIRE

α) *Essai à la fluorescéïne.*

Un essai préalable à la fluorescéïne permet de déterminer l'emplacement de la section de prélèvements et le temps d'injection permettant de réaliser le régime permanent.

On prend quelques grammes de fluorescéïne que l'on dissout dans un litre de solution ammoniacale et que l'on verse dans la rivière. Les observateurs, répartis en différents points du cours d'eau, notent le moment de l'apparition et celui de la disparition du nuage coloré. On en déduit le point favorable aux prélèvements. Il est nécessaire également d'observer s'il ne reste pas, après le passage du nuage, des reliquats de coloration correspondant à des zones d'eau morte. Cela permet de se rendre compte si le point d'injection est correct. La durée d'injection se calcule de la façon suivante : on note l'heure H_1 de l'injection massive de fluorescéïne, l'heure H_2 de l'arrivée du front coloré à la section de prélèvements choisie à priori et la durée de passage T_1 du nuage de fluorescéïne. La durée d'injection est égale à :

$$H_2 - H_1 + T_1 + T_2$$

T_2 est pris en général égal à 20 mn, mais cette durée devra être augmentée si les conditions de mélange ne donnent pas toute satisfaction.

Cet essai est fait en général avant le premier jaugeage effectué dans la rivière. Une fois la section déterminée, il est inutile de renouveler l'essai à chaque mesure.

β) *Préparation de la solution mère.*

La solution est préparée en général dans un fût métallique de 200 l.

On utilise souvent dans les pays tropicaux un fût d'essence de récupération nettoyé avec soin et muni d'un robinet d'arrêt à sa partie inférieure. Étant donné le prix de revient modique d'un tel réservoir, on peut en entreposer un à chaque station.

On commence par verser dans le fût la moitié de la quantité d'eau définitive, puis on ajoute le bichromate en cristaux en agitant soigneusement le mélange. On complète le remplissage

et on brasse fortement pendant 5 à 6 mn. Il importe que la dissolution des cristaux soit totale et le mélange homogène. On le vérifie au cours du jaugeage en prélevant des échantillons de solution mère au début et à la fin de l'injection.

On utilise également des doses de solutions mère, concentrées au maximum, préparées en laboratoire et stockées dans des bidons en matière plastique. Elles se diluent plus facilement que le bichromate en poudre.

La quantité de bichromate à dissoudre est déterminée au moyen de la formule suivante :

$$P_g = \frac{Q_{l/s}}{q_{l/s}} U_{g/l} V_l$$

P : poids de bichromate à dissoudre.

Q : débit estimé de la rivière.

U : titre final à obtenir pour que le dosage soit possible. Dépend du colorimètre utilisé : 1 mg/l dans le cas du colorimètre *électro-synthèse.*

q : débit de l'orifice de l'appareil d'injection.

V : volume total de solution mère.

γ) Dispositif d'injection à débit constant.

Le principe de l'appareil est clairement indiqué sur le croquis de la figure 121 : charge constante sur un orifice calibré.

Le diaphragme peut être étalonné une fois pour toutes si les concentrations utilisées donnent au mélange une densité peu différente de celle de l'eau claire. On a toutefois intérêt, même dans ce cas, à contrôler le débit par la mesure de la vidange du bac au moyen d'un petit

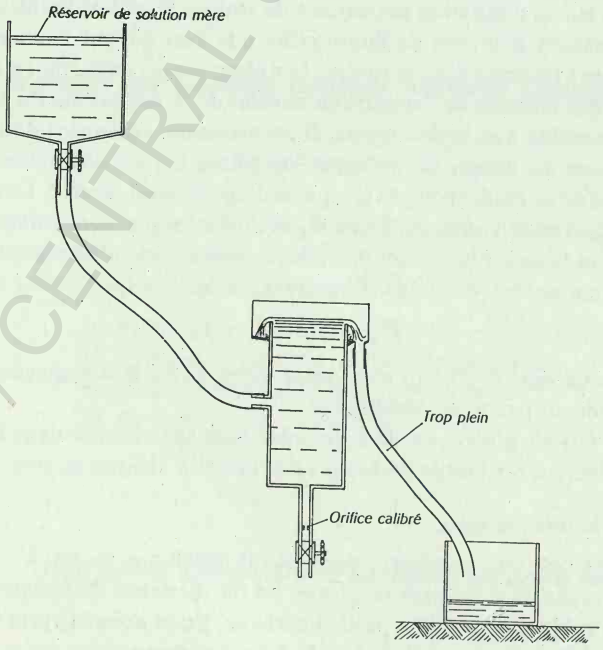


Fig. 121. Principe de l'injection avec réglage par trop plein

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

limnigraphe de laboratoire : il faut alors régler le robinet de vidange du fût de façon que le déversement de l'appareil à débit constant soit pratiquement négligeable. Un autre dispositif consiste à régler le niveau au-dessus de l'orifice calibré au moyen d'un flotteur (fig. 122).

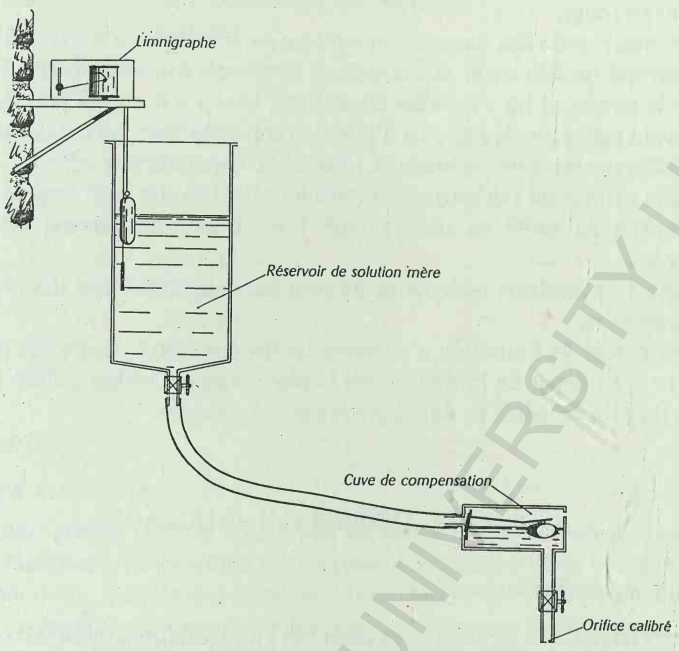


Fig. 122. Principe de l'injection avec réglage par Flotteur

Un diaphragme couramment employé est celui de 100 cm^2/s qui permet, avec un fût de 200 l, de réaliser une durée d'injection de 30 mn, suffisante pour des rivières à forte turbulence : les 10 premières minutes sont employées à réaliser le régime permanent et, pendant les 20 dernières, on effectue un prélèvement toutes les minutes.

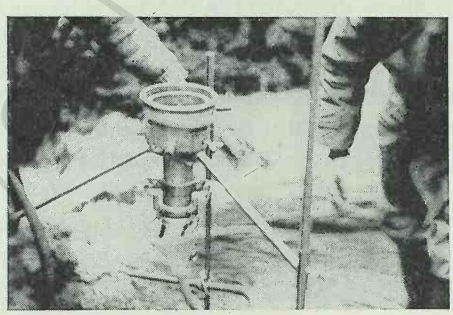


Photo M. Roche

Fig. 123. Appareil d'injection

δ) *Dispositif d'adduction de la solution au cours d'eau.*

L'injection peut se faire en un point déterminé de la rivière (injection ponctuelle). Si la rivière est trop large et les échanges par turbulence dans le sens transversal insuffisants, on utilise une rampe d'injection, par exemple un tuyau de nylon perforé (injection répartie).

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

ε) Prélèvement des échantillons.

Les caisses de prélèvements comportent environ 20 flacons chacune dont on doit assurer une fermeture hermétique. Les flacons sont numérotés; les flacons n° 1 et n° 2 de la solution mère sont peints en rouge.

Les prélèvements sont faits dans le cours même de la rivière ou à partir d'une passerelle par un opérateur qui ne doit avoir aucun contact avec ceux qui sont chargés de l'injection : en arrivant sur le terrain, il ira s'installer directement avec ses flacons à côté de la section de prélèvements avant même que la marétiel d'injection soit débarqué, et attendra l'ordre de commencer. Les prélèvements sont exécutés à intervalles régulièrement répartis dans la durée prévue du régime permanent (en moyenne toutes les minutes). Ils sont répartis également sur différentes verticales du profil en travers : n° 1 à 50 cm rive gauche; n° 2 au milieu; n° 3 rive droite, etc.

Si l'on dispose de plusieurs opérateurs, on peut faire simultanément des prélèvements sur chacune des verticales.

L'opérateur chargé de l'injection a conservé les flacons 1 et 2. Il effectue un prélèvement avec le flacon n° 1 au début de l'injection, en le plaçant sous l'orifice calibré de l'appareil à débit constant. Il opère de même en fin d'injection avec le flacon n° 2.

d) DÉPOUILLEMENT DU JAUGEAGE

α) Principe de la méthode colorimétrique.

Les solutions finales sont généralement incolores vu les dilutions de 10 000 ou 100 000 couramment pratiquées; aussi n'est-ce pas la coloration due au bichromate qui est utilisée.

Les échantillons sont additionnés d'un réactif spécifique qui donne une coloration dont l'intensité est fonction du titre de la solution dosée. Pour le bichromate de soude, le réactif est une solution alcoolique acide de diphényl-carbazide donnant à la solution finale une couleur violacée.

La méthode colorimétrique consiste à diluer la solution mère de manière à ramener son titre au voisinage de celui des prélèvements. En pratique, on prépare à partir de la solution mère un certain nombre d'échantillons dilués dont la concentration encadre celle de la solution finale. Celle-ci est déterminée de façon approximative d'après une estimation à vue des débits.

Exemple : on a utilisé une solution mère dosée à 50 g/l. injectée avec un diaphragme de 0,1 l/s. On a des raisons de penser que le débit de la rivière est de l'ordre de 5 m³/s. Le titre approximatif des prélèvements sera de $50 \times 0{,}1/5\,000 = 0{,}001$ g/l et la dilution de la solution mère devra être de 50 000. On préparera par exemple 3 échantillons de solution mère diluée à 30 000, 50 000 et 70 000.

Avec les solutions ainsi préparées, on trace la courbe des déviations du colorimètre en fonction de la dilution δ. Les échantillons prélevés étant présentés ensuite l'un après l'autre dans l'appareil, on lit directement sur la courbe la dilution correspondant à la déviation obtenue, d'où le débit $Q = q\delta$.

β) Matériel et produits nécessaires.

Produits :

Acide sulfurique concentré	Alcool rectifié à 98° B
Anhydride phtalique en paillettes	Diphényl-carbazide.

BCU LAUSANNE UNIVERSITY LIBRARY

Matériel

1 colorimètre (avec batterie d'accus de 6 V, si l'on n'a pas l'électricité);
1 trébuchet;
1 petite centrifugeuse pour élimination des troubles;
1 agitateur électro-magéntique;
25 béchers de 100 cm³
1 burette de Mohr.

Ballons jaugés	1 de 2 000 cm³	Pipettes jaugées	1 de 50 cm³
—	2 de 1 000 cm³	—	1 de 25 cm³
—	1 de 500 cm³	—	2 de 20 cm³
—	1 de 250 cm³	—	1 de 15 cm³
—	1 de 200 cm³	—	2 de 10 cm³
—	1 de 150 cm³	—	2 de 5 cm³
—	1 de 125 cm³	—	2 de 2 cm³
—	2 de 100 cm³	—	1 de 1 cm³
—	1 de 50 cm³		

γ) Mode opératoire.

Élimination des troubles

Les eaux des torrents peuvent être claires ou troubles. Dans le premier cas, il n'y a pas de problème, l'analyse colorimétrique est exécutée par dilution de la solution mère à partir de l'eau du laboratoire. Dans le deuxième cas, il faut autant que possible éliminer les troubles. On y parvient en général par décantation ou par centrifugation à 3000 t/mn.

Il n'est pas toujours possible d'éliminer les troubles, ni même souhaitable. Si les particules en suspension sont particulièrement fines, il peut en effet se produire des effets d'adsorption du bichromate; l'élimination de ces particules, entraînant avec elles une partie du bichromate, conduit à une surestimation du débit. Dans ce cas, il faut au contraire agiter le plus possible chaque échantillon avant le passage au colorimètre et faire les dilutions de solution mère à partir de l'eau de la rivière prélevée en amont du point d'injection.

Préparation du réactif

Il est recommandé d'effectuer cette opération juste avant l'analyse, ce réactif étant peu stable à la lumière. On procède comme suit :

— On mélange dans un bécher :

0,125 g de diphényl-carbazide;
2 g d'anhydrique phtalique en paillettes ;
50 cm³ d'alcool rectifié à 98° B.

— Pour obtenir une dissolution rapide, on chauffe le mélange en agitant. Pour ce faire, il est commode de disposer d'un agitateur électromagnétique chauffant. Le chauffage doit être arrêté avant l'ébullition de l'alcool (environ 50° C); on poursuit l'agitation pendant une dizaine de minutes et on laisse refroidir.

Préparation des échantillons de prélèvements

— On prend 20 béchers numérotés de 1 à 20 comme les flacons de prélèvements;
— On les aligne devant les 20 flacons de prélèvements pour éviter toute erreur;
— On prélève avec une pipette graduée 20 cm³ de solution dans chacun des flacons et on les verse dans les béchers correspondants;

BOUNDARY CENTRE UNIVERSITY LIBRARY

— On ajoute dans chacun des 20 béchers 1 cm³ de réactif au moyen d'une pipette graduée ou d'une burette de Mohr. On attend 10 mn, puis on ajoute 2 gouttes d'acide sulfurique pour accélérer la réaction. Le passage au colorimètre se fait 10 minutes après cette dernière opération.

Passage des échantillons au colorimètre

On opère avec un filtre vert correspondant à la longueur d'onde de la couleur complémentaire. L'appareil étant gradué de 0 à 100 on le tare à 100 (transmission maximale) avec un échantillon d'eau distillée. On relève pour chaque échantillon la valeur correspondant à la transmission. Il reste à préparer et à examiner au colorimètre des dilutions de la solution mère.

Dilution de la solution mère

— On détermine l'ordre de grandeur de la dilution à partir de l'estimation du débit de la rivière (formule 1);
— On prélève 10 cm³ de la solution mère avec une pipette graduée et on les verse dans un ballon de 1 000 ou 2 000 cm³; on complète avec de l'eau;
— On utilise cette solution pour réitérer l'opération avec des ballons jaugés de capacité déterminée, de façon à obtenir trois échantillons de dilutions connues encadrant la dilution des prélèvements (*);
— Le passage au colorimètre se fait en commençant par l'échantillon le plus concentré;
— On trace la courbe des déviations du colorimètre en fonction des dilutions.

Résultat : On fait la moyenne arithmétique des dilutions correspondant aux prélèvements effectués pendant la période de régime permanent (zone à dilution constante) et on en déduit le débit de la rivière. Les résultats sont présentés suivant le modèle de la figure 124.

d) CAUSES D'ERREURS

Variation continue de la dilution sans palier.

On suppose que les prises ont bien été effectuées au moment théorique du palier entre l'apparition et la disparition du nuage. Si les dilutions sont croissantes, le phénomène peut être dû soit à une augmentation progressive du débit de la rivière (dans ce cas on devrait observer une augmentation de la hauteur à l'échelle ou au limnigraphe), soit à un manque d'homogénéité de la solution mère, soit à des pertes de la solution par infiltration dans le lit de la rivière, soit à une diminution du débit d'injection par obstruction du diaphragme ou du tuyau d'amenée de la solution mère.

Si les dilutions sont décroissantes, on peut accuser une diminution progressive du débit de la rivière ou un manque d'homogénéité de la solution mère.

Dissymétrie de répartition des dilutions dans la section transversale de prise des échantillons

Cela peut provenir d'une turbulence insuffisante de l'écoulement, de courants préférentiels, de la présence d'une résurgence insoupçonnée sur l'une des rives ou d'une longueur insuffisante du secteur de mesures.

(*) On fait en général les dilutions de la solution mère en même temps que l'on prépare le réactif.

BOUSSINESQ CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

ÉTAT _____

RIVIÈRE _____ STATION _____

JAUGEAGE CHIMIQUE N° ____ Date _____ 19 __ Heures { Début ____ / Fin ____

Opérateur _____

Débit du diaphragme _____ L/s

Durée de l'injection _____

Débit approximatif _____ L/s

Poids de bichromate injecté _____ kg

Boite N° _____

_____ prélèvements (_____ à _____

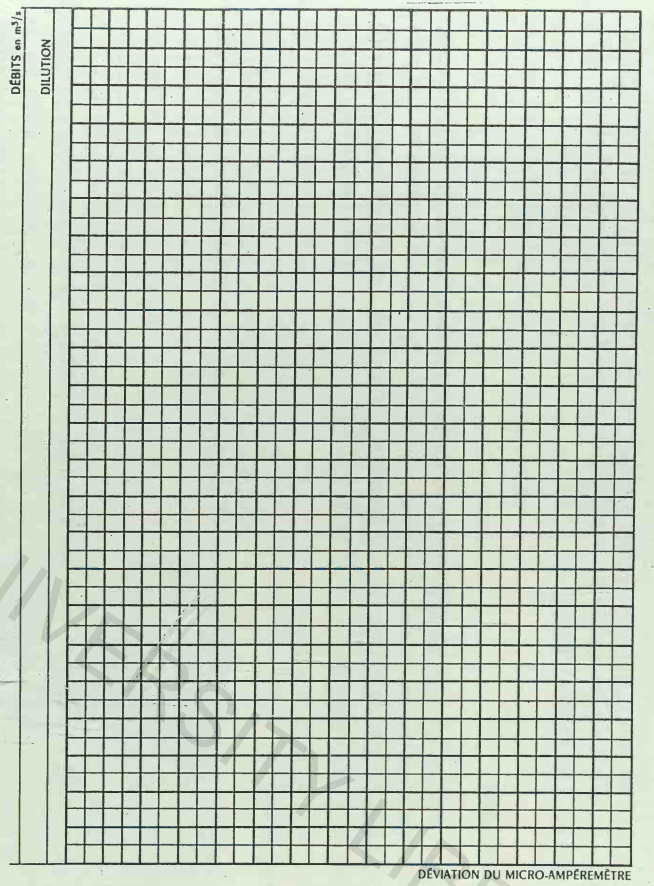
Lectures à l'échelle { Début _____ / Fin _____

TITRAGE COLORIMÉTRIQUE DES PRÉLÈVEMENTS

PRÉLÈVEMENTS	DÉVIATIONS DU MICRO-AMPÉREMÈTRE	PRÉLÈVEMENTS	DÉVIATIONS DU MICRO-AMPÉREMÈTRE	PRÉLÈVEMENTS	DÉVIATIONS DU MICRO-AMPÉREMÈTRE

TITRAGE COLORIMÉTRIQUE DES ÉLÉMENTS PRÉPARÉS A PARTIR DE LA SOLUTION MÈRE

DILUTION (2)	DÉVIATIONS DU MICRO-AMPÉREMÈTRE	DÉBIT CORRESPONDANT (1) × (2) m³/s	DILUTION (2)	DÉVIATION DU MICRO-AMPÉREMÈTRE	DÉBIT CORRESPONDANT (1) × (2) m³/s



Nombre de prélèvements correspondant au nuage homogène = _____

Déviation moyenne du micro-ampéremètre correspondant au nuage homogène = _____

Débit correspondant lu sur la courbe ci-dessus Q = _____ m³/s _____

Fig. 124. Feuille de dépouillement d'un jaugeage chimique par la méthode continue

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Existence de deux paliers de régime permanent

Ceci peut être dû soit à une obstruction partielle, à un instant donné, du diaphragme réglant l'injection, soit à un manque d'homogénéité de la solution mère, surtout dans le cas où l'on emploie deux réservoirs jumelés.

Points aberrants

Il peuvent résulter du nettoyage imparfait d'un ou plusieurs flacons de prélèvements, qui conserveraient ainsi des traces de bichromate, du contact de l'opérateur préposé aux prélèvements avec les cristaux de bichromate ou la solution mère, de l'introduction involontaire d'une trace de bichromate dans un échantillon au cours de l'analyse (pipette mal rincée, etc.).

Note importante

Le succès d'un jaugeage chimique dépend d'une multitude de petites précautions. Les opérateurs doivent être *extrêment méticuleux.*

B) Méthode globale (ou par intégration) (*)

a) PRINCIPE

La méthode consiste à injecter d'une manière quelconque un volume connu V de solution mère (concentration C). On effectue des prélèvements pendant toute la durée T de passage du nuage de bichromate suffisamment loin à l'aval du point d'injection pour que le mélange soit bien réparti dans la solution de prélèvement.

c_m étant la concentration moyenne des n échantillons prélevés pendant la durée T, c la concentration à un instant quelconque de cette durée et Q le débit de la rivière, on peut écrire :

$$VC = Q\,T\,c_m \quad \text{avec} \quad c_m = \frac{1}{T}\int_o^T c\,dt$$

d'où

$$Q = \frac{VC}{\int_o^T c\,dt}$$

Pour ces équations que aient un sens, il faut que le terme $\int_o^T c\,dt$ soit indépendant du choix du point de prélèvement dans la section. Cette condition traduit la perfection du brassage dans la méthode globale; elle est analogue à la condition d'homogénéité des concentrations dans la section pour la méthode par injection continue. L'expérience a montré qu'elle était souvent bien réalisée.

(*) ANDRÉ H. : Méthode chimique de dilution. Procédé par intégration. Mémoires et travaux de la S.H.F. *La houille blanche*, n° B, 1960, p. 833-846.

BCU Lausanne / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Il faut également que tout le bichromate injecté passe dans la section de prélèvement. Cette condition est plus sévère que pour la méthode continue dans laquelle il suffit d'avoir conservation de la matière pendant la durée du régime permanent. En particulier, des zones d'eau morte peuvent être tolérées sous certaines conditions entre le point d'injection et le point de prélèvements dans la méthode continue, elles sont totalement proscrites pour l'application de la méthode globale.

b) MODE OPÉRATOIRE

Le matériel nécessaire à l'exécution d'un jaugeage chimique par la méthode globale est extrêmement réduit : un coffret pouvant contenir 25 flacons de prélèvements et un échantillon de solution mère, un appareil à prélèvements constitué par une boîte cylindrique en métal épais destinée à recevoir les flacons de prélèvements et accrochée au bout d'un filin de nylon, les récipients contenant la solution mère. Celle-ci est préparée à l'avance en grande quantité au titre d'environ 600 g/l; pour l'utilisation, elle est gardée dans des bonbonnes en plastique de capacités connues, échelonnées de 0,5 à 20 litres.

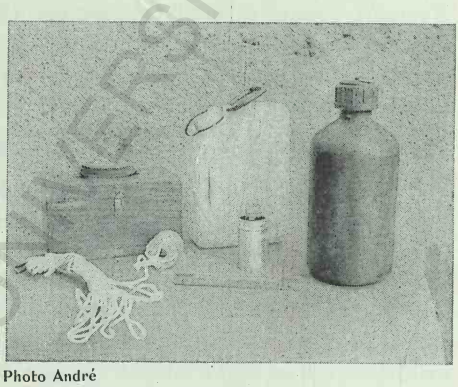


Photo André

Fig. 125. Matériel de terrain pour la méthode globale

La quantité de solution mère à injecter se détermine en fonction de la durée de passage T et du débit présumé de la rivière. Lorsque la station est mal connue, on procède à un essai préliminaire à la fluorescéine : on prend pour T le double du temps de passage chronométré du nuage coloré d'après l'observation visuelle, pour tenir compte du fait qu'à la fin du passage la coloration n'est pas suffisante pour être convenablement observée par l'œil. Il faut que la concentration moyenne des échantillons soit facilement dosable par la méthode colorimétrique, c'est-à-dire de l'ordre de 1 mg/l. Autrement dit, si la solution mère est dosée à 600 g/l, il faut injecter un volume :

$$V_l = \frac{Q_{l/s} \times T_s}{600\,000}$$

Le mode d'injection n'a aucune importance; en fait on se contente de vider dans la rivière le nombre de bonbonnes nécessaires.

Les prélèvements se font toujours au même point de la section à moins qu'on désire vérifier la constance du terme $\int_o^T c\,dt$, auquel cas on procède à plusieurs séries de prélèvements simultanés en des points déterminés de la section. Les échantillons, au nombre de 25 pour chaque série, sont prélevés à intervalles de temps réguliers répartis sur la durée T. Les précautions à prendre sont les mêmes que pour la méthode d'injection continue.

Une technique mise au point tout récemment permet de constituer sur le terrain même un échantillon moyen. Elle consiste à remplacer les prélèvements intermittents par un prélèvement continu à débit constant : on utilise tout simplement la pente de la ligne d'eau entre deux points suffisamment éloignés pour remplir le récipient de prélèvement au moyen d'un tuyau de nylon. L'expérience montre que la constance du débit ainsi obtenue est satisfaisante.

UNESCO - IHE INSTITUTE FOR WATER EDUCATION LIBRARY

c) DÉPOUILLEMENT

L'analyse des échantillons se fait par la méthode colorimétrique, exactement comme dans la méthode continue. On peut soit analyser tous les échantillons et tracer la courbe $\frac{1}{C} c\,(t)$ des concentrations en fonction du temps. En planimétrant cette courbe, on obtient $\frac{1}{C}\int_o^T c\,dt$, d'où Q d'après la formule... Cette manière de procéder présente deux inconvénients : sa longueur, à cause du grand nombre de dilutions de la solution mère qu'on est obligé de préparer, la concentration des échantillons variant très largement, et le manque de sensibilité du colorimètre pour les faibles concentrations des derniers échantillons prélevés.

On peut également mélanger tous les échantillons à volumes égaux de façon à n'avoir qu'un seul échantillon moyen à passer au colorimètre. Mais on augmente ainsi les risques d'erreurs, chaque échantillon ayant une influence sur le résultat final sans qu'il soit possible de déceler un point aberrant.

Une méthode plus souple a été préconisée par MAZERAN, de la D.T.G. On constitue un certain nombre d'échantillons moyens, quatre par exemple, de la façon suivante :

n étant le nombre total de prélèvements;

n_1, n_2 et n_3 étant des nombres compris entre $n/2$ et 1.

1er échantillon moyen : mélange à volumes égaux des $n - n_1$ premiers échantillons colorés et d'un échantillon blanc (eau de rivière sans bichromate). MAZERAN a montré que l'introduction de l'échantillon blanc corrige l'erreur systématique par excès introduite en remplaçant l'opération de sommation (planimétrage d'une courbe continue) par une opération de moyenne : celle-ci revient en effet à intégrer en place de la courbe continue une courbe en escaliers décalée par rapport à elle.

2e échantillon moyen : mélange à volumes égaux des $n - n_2$ premiers échantillons colorés et d'un échantillon blanc.

3e échantillon moyen : même opération pour les $n - n_3$ premiers échantillons colorés.

4e échantillon moyen : on mélange à volumes égaux les n prélèvements et un échantillon blanc.

Chacun des 4 échantillons moyens est passé au colorimètre et on calcule le débit correspondant, par comparaison avec les dilutions de la solution mère. Ces débits sont portés sur un graphique en fonction du nombre d'échantillons colorés utilisés pour constituer l'échantillon moyen. La courbe obtenue tend vers une ordonnée limite (débit réel de la rivière) qui, si tout s'est bien passé, devrait être égale à celle du quatrième point (fig. 126).

L'intérêt de ce mode de dépouillement par rapport à celui de l'échantillon unique est qu'il y a compensation partielle des erreurs du fait que plusieurs échantillons sont analysés. D'autre part, on peut déceler plus facilement que l'échantillon moyen global contient tout le bichromate qu'il devrait contenir.

Par rapport à la méthode de la courbe d'analyse continue, la méthode Mazeran présente l'avantage d'exiger une gamme beaucoup moins importante de dilutions de solution mère (opération qui prend le plus de temps en laboratoire) et de ne mettre en jeu que des échantillons colorés correspondant à une bonne réponse du colorimètre.

PUBLICATIONS CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

La méthode globale présente sur la méthode par injection continue de réels avantages matériels :

— légèreté et simplicité de l'appareillage, avantage apprécié surtout lorsqu'il s'agit de jauger à des stations non accessibles en voiture;

— rapidité plus grande des opérations de terrain;

— économie de bichromate. Il faut en moyenne trois fois moins de sel pour jauger le même débit. Pour les débits importants, cela correspond à une très sérieuse économie.

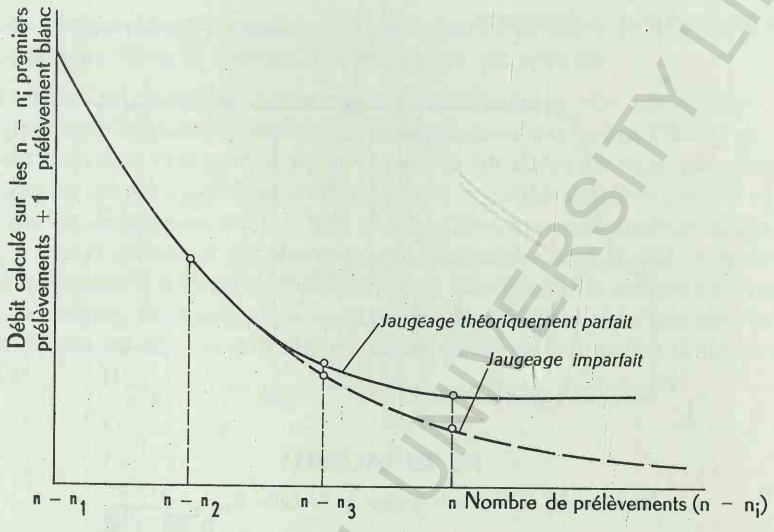


Fig. 126. Dépouillement du jaugeage chimique global par la méthode de Mazeran

8. UTILISATION DES FORMULES D'ÉCOULEMENT

Une mesure médiocre vaut mieux qu'un bon calcul. Cette maxime fortement ancrée dans l'esprit d'un chercheur sérieux s'occupant de sciences d'observation ou de sciences expérimentales, devrait être gravée en lettres d'or sur la cheminée de tout hydrologue. Il est cependant des cas où des mesures directes ne peuvent être réalisées, où l'extrapolation des courbes de tarage pour d'inaccessibles hautes eaux demande à être guidée, où le temps presse et ne permet pas d'attendre la bonne volonté de la rivière pour exploiter des relevés d'échelle existants, en vue par exemple de l'étude des possibilités d'aménagement d'un site. L'hydrologue, la mort dans l'âme, se résout alors à appliquer des formules.

Les formules d'écoulement sont nombreuses. Elles ont pratiquement toutes pris naissance dans l'étude des canaux découverts. Le passage du canal bien régulier, fait de main d'homme, à la rivière naturelle pose des problèmes pour l'estimation des coefficients et la détermination de la section à laquelle on doit appliquer la vitesse moyenne trouvée par la formule pour calculer le débit. La forme analytique n'a en elle-même que peu d'importance : il serait souhaitable qu'elle soit le plus souple possible; mais on est alors conduit à introduire trop de paramètres plus ou moins justifiés et finalement on ne gagne rien en précision.

BOUNDARY CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Dans ces conditions, nous avons adopté une fois pour toute la *formule de Manning* sous la forme :

$$U = KR_h^{2/3} i^{1/2}$$

dans laquelle :

U est la vitesse moyenne en m/s;
R_h est le rayon hydraulique en m; pour une rivière, il est pratiquement égal à la profondeur moyenne;
i la pente de la ligne d'eau;
K est un coefficient d'ajustement.

Fig. 127. BACHIKELE

Variation de "K" avec la hauteur à l'échelle $K = \frac{U}{R^{2/3} i^{1/2}}$

K n'est pas contant avec la hauteur d'eau, mais en général, sa courbe de variation tend vers un palier pour les hautes eaux. La figure 127 montre la variation de K pour l'oued Bachikélé, dans l'Ennédi (Tchad). De nombreux ouvrages publient des valeurs de K, ou plus souvent de son inverse, suivant des caractéristiques descriptives de la rivière; signalons l'échelle de Horton en particulier. Nous nous refusons à suivre cette voie, certes agréable pour le lecteur mais dangereuse pour les applications. En fait, K doit être déterminé par analogie avec des rivières situées dans la région étudiée et ayant fait l'objet de mesures complètes. S'il s'agit d'extrapoler une courbe de tarage existante, il est aisé de se rapporter aux jaugeages effectués à la station elle-même, sous réverse naturellement qu'on ait pris la peine de mesurer la pente de la ligne d'eau à chaque jaugeage.

K étant estimé, il faut, pour appliquer la formule, faire un profil en long et un profil en travers à l'endroit choisi sur la rivière. Le choix de cet endroit n'est pas indifférent : il faut un minimum de régularité du profil en travers et une pente du fond suffisamment constante. Pour de nombreux cours d'eau, ces conditions ne peuvent être réalisées et on doit alors abandonner la méthode. Supposons que l'on dispose d'un site correct; deux cas peuvent être envisagés :

a) La section est équipée d'une échelle ou d'un limnigraphe. On fait alors un profil en travers au droit de l'échelle rapporté au zéro de celle-ci, ou mieux, 3 profils en travers, un au droit de l'échelle, 2 autres de part et d'autre à égale distance. La section adoptée pour une cote déterminée de l'échelle sera la moyenne des 3 sections correspondantes. Si la pente de la ligne d'eau dépasse 1 ‰, il faut en tenir compte pour corriger la superficie des sections.

ROUTLEDGE - EGERTON UNIVERSITY LIBRARY

La pente i doit en principe être mesurée sur la ligne d'eau. Lorsqu'on n'a jamais l'occasion de voir couler la rivière, ce qui arrive fréquemment en zone désertique quand on fait une étude extensive, on peut s'aider des délaissés de crues s'ils sont très nets et à condition de pouvoir être sûr qu'ils appartiennent bien à la même crue. Sinon, on se contente de faire un profil en long du fond dans l'axe de la rivière, sur 300 ou 400 m ou plus si c'est possible; une pente moyenne est calculée par la méthode des moindres carrés :

$$i = \frac{N \Sigma x_i \, y_i - \Sigma x_i \, \Sigma y_i}{N \Sigma x^2_i - (\Sigma x_i)^2}$$

x_i et y_i étant respectivement l'abscisse et la cote d'un point du profil prises à partir d'une origine quelconque. N est le nombre de points cotés sur le profil.

b) La section ne comporte aucun appareil limnimétrique. On prend alors un repère arbitraire pour coter le profil en travers. Le repèrage des crues se fait à partir des délaissés.

On peut également être parfois amené à calculer les débits de crues exceptionnelles ou très fortes à partir des remous provoqués dans les rivières par des obstacles naturels ou artificiels (ponts, déversoirs de barrages, etc.). Il faut alors mener des enquêtes minutieuses et délicates, relever les traces et interroger les témoins, pour déterminer avec le maximum de précision les niveaux à l'amont et à l'aval de l'obstacle en se ménageant des recoupements dans toute la mesure du possible. On trouve dans les manuels d'hydraulique toute une série de formules permettant de tels calculs : la difficulté est de les choisir à bon escient et de les appliquer correctement.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

CHAPITRE V

RÉSULTATS D'OBSERVATIONS HYDROLOGIQUES

Une fois une station hydrologique installée en un point d'une rivière, il reste à l'exploiter. Un observateur, laissé à demeure ou habitant dans le voisinage, est chargé de lire l'échelle une ou deux fois par jour, ou plus, ou de changer la feuille du limnigraphe. Une équipe de mesures de débits passe jauger la rivière suivant un programme établi par le chef du service hydrologique. Quelles sont les précautions à prendre pour l'exploitation d'une station? Que fait-on dans l'immédiat des résultats expédiés par les observateurs ou communiqués par l'équipe de mesure? Les réponses à ces questions font l'objet de ce chapitre.

1. RELEVÉS LIMNIMÉTRIQUES

Si un économiste se donne un jour la peine d'estimer le capital que constitue pour un pays une station limnimétrique bien placée et bien exploitée sur une rivière importante ou susceptible d'aménagements intéressants, capital qui prend chaque année une plus-value sans commune mesure avec les frais d'exploitation, il sera pris de panique à l'idée qu'on a laissé perdre tant de valeurs potentielles en négligeant d'installer de telles stations le plus tôt possible. Il sera étonné que l'action des hydrologues n'ait pas été plus souvent prise au sérieux par les responsables techniques de l'évolution économique du pays, que les efforts privés émanant de sociétés de navigations, de coupeurs de bois, ou même tout simplement d'amateurs désintéressés (en Afrique : missionnaires, planteurs) n'aient pas été plus souvent officialisés.

Depuis l'installation, en 1950, des premiers services hydrologiques des États africains d'expression française, les hydrologues de l'Orstom et de l'E.D.F. ont mené sans relâche des enquêtes difficiles pour sauver des relevés anciens, retrouver des zéros d'échelles perdus ou des carnets d'observations oubliés dans des caisses, des entrepôts, des archives poussiéreuses et voués irrémédiablement aux termites. Malgré ces efforts, un nombre important de relevés est à jamais perdu.

Ceci montre que seul un service hydrologique d'État, dirigé par des hommes compétents et consciencieux peut assurer un fonctionnement correct des réseaux et une conservation parfaite des résultats d'observation... si les crédits nécessaires, d'ailleurs modiques, lui sont alloués. Quant à l'hydrologue, les relevés d'échelles doivent avoir pour lui un caractère sacré

BUDAPEST CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

A) Exploitation normale d'une échelle

Lorsque l'échelle a été installée par un service hydrologique, son exploitation ne pose pas, en principe, de difficulté. Encore faut-il trouver un observateur sachant lire et écrire, et surtout consciencieux. Le problème ne trouve pas toujours une solution immédiate dans les pays en voie de développement rapide pour lesquels la grosse majorité de la population est encore illettrée et où les personnes ayant quelque instruction sont concentrées surtout dans les villes ou les villages importants. En effet, le travail de l'observateur, qui aura à effectuer un ou deux relevés d'échelle dans la journée, ne peut guère être considéré comme une occupation à plein temps. Les indemnités d'observations sont donc obligatoirement très modestes et ne peuvent être assimilées à un salaire.

Dans les villes ou les villages importants, on trouve assez facilement une personne répondant aux conditions requises (employé de commerce, commis d'administration), affectée à un emploi stable et intéressée par un petit revenu supplémentaire qui ne lui demande pas un gros effort. Mais toutes les stations limnimétriques ne peuvent pas se trouver dans des agglomé-

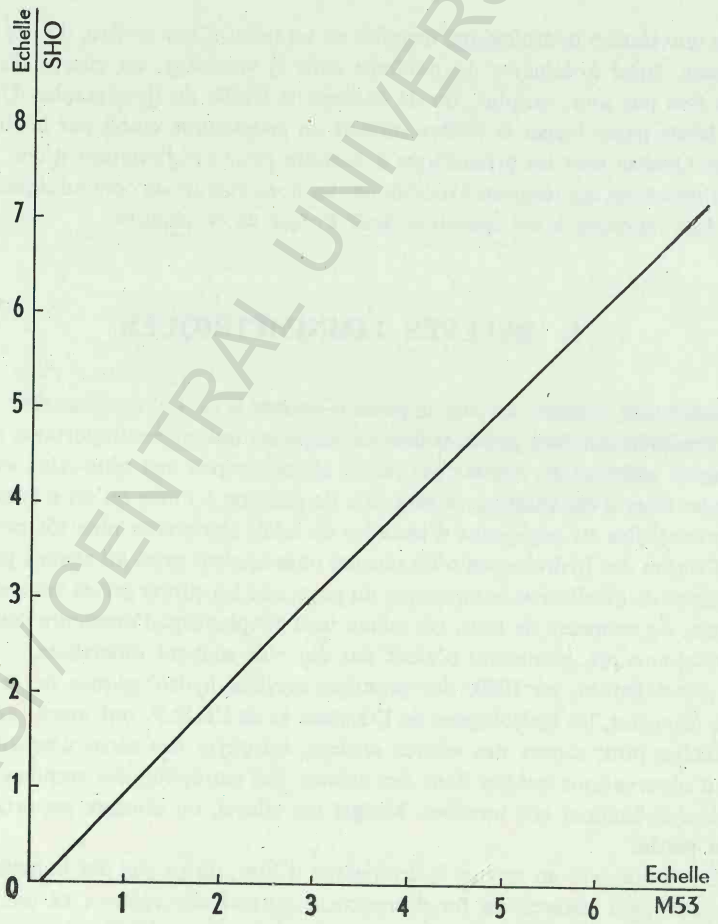


Fig. 128. Correspondance entre deux échelles
Station de Lambaréné sur l'Ogooué (GABON)

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

rations et il y a de fortes chances pour qu'en brousse, à tel point intéressant d'une rivière, il n'y ait pas d'habitant sachant lire et écrire, Il faut alors déplacer un employé qu'il faudra payer à plein temps. Ceci n'est pas encore trop grave, bien que les budgets affectés aux lectures d'échelles soient souvent très réduits; mais il n'est pas toujours facile de trouver un citadin qui veuille séjourner en brousse : beaucoup acceptent et quittent leur poste au bout de quelques mois, quand ce n'est pas quelques jours.

Lorsque l'hydrologue a pourvu l'échelle d'un lecteur qu'il aura dûment formé à la pratique des observations, il ne doit perdre aucune occasion de le contrôler. Au cours de ses tournées, quel qu'en soit le programme, lorsqu'il passe à proximité d'une station limnimétrique, il doit avant tout se rendre à l'échelle, constater son état et faire lui-même une lecture, puis aller trouver le lecteur et lui demander son cahier d'observations. Un lecteur déficient doit être remplacé sur-le-champ. Les relevés d'échelles sont en général consignés sur un cahier au jour le jour, puis recopiés en fin de mois sur une feuille volante expédiée au service par voie postale. Certains services hydrologiques disposent de cahiers duplicateurs évitant le travail de copie et les erreurs qui peuvent en résulter. Les cahiers terminés doivent être archivés au centre hydrologique dans des conditions parfaites de conservation; ce sont les *originaux des lectures* consultés en dernier ressort lorsqu'apparaît une erreur de copie.

Toutes les modifications effectuées sur une échelle doivent être minutieusement notées. Chacune de ces modifications doit donner lieu à une vérification de la cote du zéro; à cet effet, une solide borne de nivellement est placée à proximité de l'échelle dès sa première implantation. On peut modifier une échelle pour cause de réfection ou parce que le zéro de l'échelle est trop haut et n'atteint pas les basses eaux : on ne change pas l'emplacement et la correspondance des zéros suffit à rendre comparables les lectures faites sur l'ancienne et la nouvelle échelle.

Par contre, le déplacement d'une échelle doit être une chose rarissime, nécessitée par des motifs vraiment sérieux, tels que la destruction systématique par la navigation, des travaux fluviaux, ou lorsque le premier emplacement a été de toute évidence très mal choisi. Si le déplacement ne peut être évité, il faut poursuivre le plus longtemps possible des relevés simultanés aux deux échelles afin d'établir une courbe de correspondance dont la pente n'est pas forcément de 1/1 et qui n'est même pas obligatoirement linéaire. La figure 128 montre la correspondance entre deux échelles installées sur le bras gauche de l'Ogooué à Lambaréné (Gabon). L'une, dite échelle SHO. (Société du Haut-Ogooué), est à 2,6 km à l'aval de l'autre, dite échelle M 53 : installée à la Mission catholique en 1953. L'échelle M 53 avait dû être déplacée parce qu'elle était constamment détériorée par les bateaux accostant à l'embarcadère.

B) **Relevés anciens**

Il arrive souvent à l'hydrologue de retrouver, soit par hasard, soit après de laborieuses recherches, des relevés d'échelles que l'on ignorait ou qui avaient disparu. Si ces relevés se rapportent à des échelles dont le zéro est connu, soit parce qu'il n'a pas bougé, soit parce qu'il avait été nivelé par rapport à un repère connu, soit parce que les décalages successifs ont été indiqués avec soin, l'affaire est classée et les observations ressuscitées sont intégrées sans peine dans l'ensemble des données déjà disponibles. Ce n'est malheureusement pas toujours le cas et souvent le zéro de l'échelle à laquelle se rapportent les lectures est totalement ignoré.

C'est alors que l'hydrologue doit se livrer à des enquêtes longues, minutieuses et pas toujours couronnées de succès. Les principales méthodes d'enquêtes sont les suivantes :

— s'il existe des débris de l'ancienne échelle, ou tout au moins des éléments de fixation, un examen approfondi peut parfois donner une conclusion positive, soit par la position des

clous ou des vis si l'on connaît le type de l'échelle ou si on peut le déterminer d'après l'écartement des vis, soit par la trace du bas ou du haut de l'élément, laissée éventuellement par lui sur le support;

— l'enquête auprès des riverains sur les plus basses eaux ou les plus hautes eaux;

— l'étude des traces de plus hautes eaux sur des bâtiments, des ponts, des jetées, etc. Cette enquête est menée généralement en parallèle avec la précédente;

— l'étude des courbes de régression entre les altitudes à l'emplacement de la station et une autre échelle installée en un autre endroit et contemporaine (échelle témoin) de l'échelle perdue d'une part, entre les cotes de l'échelle perdue et de l'échelle témoin, d'autre part.

On a aussi quelquefois étudié la répartition statistique de l'échantillon fourni par les données anciennes et de celui dont on dispose par l'échelle existante. On suppute alors le décalage des échelles en comparant les deux répartitions. En mettant les choses au mieux, cette méthode est très imprécise.

Un autre procédé très séduisant et qui peut être efficace sous certaines conditions, est basé sur l'étude du tarissement de la rivière et celle de la courbe de tarage à la station étudiée (Roger BERTHELOT). Nous verrons, chapitre VII, que la courbe de tarissement d'un cours d'eau peut souvent être représentée par l'équation :

$$Q = Q_0 \, e^{-\alpha T} \tag{1-V}$$

T représentant la durée qui s'est écoulée depuis un temps zéro pris comme origine et pour lequel on a un débit Q_0.

On verra d'autre part, dans ce qui suit, que la courbe d'étalonnage de la plupart des stations peut se mettre sous la forme :

$$Q = A(H - h)^n \tag{2-V}$$

tout au moins pour la partie de cette courbe non intéressée par les zones d'inondation, ce qui est généralement le cas lors du tarissement. La combinaison des équations (1-V) et (2-V) donne la loi de tarissement concernant les hauteurs à l'échelle :

$$H - h = (H_0 - h) \, e^{-\frac{\alpha}{n} T} \tag{3-V}$$

Supposons maintenant qu'il ait existé, au même endroit, une ancienne échelle dont le zéro est inconnu. A cette échelle, on aurait lu, au lieu de la hauteur H, une hauteur $H' = H + \Delta H$, ΔH étant positif si le zéro de l'ancienne échelle était plus bas que celle de l'échelle actuelle et négatif dans le cas contraitre; autrement dit, ΔH représente le décalage entre les deux échelles, le sens de ce décalage étant déterminé par son signe. La relation (3-V) devient alors :

$$H' - \Delta H - h = (H'_0 - \Delta H - h) \, e^{-\frac{\alpha}{n} T}$$

d'où l'on tire :

$$\Delta H = \frac{(H'_0 - h) \, e^{-\frac{\alpha}{n} T} - H'}{e^{-\frac{\alpha}{n} T} - 1} \tag{4-V}$$

Il suffit donc, en principe, pour connaître le décalage entre les deux échelles :

— de déterminer α par l'étude du tarissement à la station, connu par les relevés de l'échelle actuelle;

— de déterminer n et h par l'étude de la courbe de tarage de la station actuelle;

— de prendre, sur une courbe de tarissement en hauteurs lues à l'ancienne station, deux hauteurs H'_0 et H' séparées par une durée T ... et d'appliquer la formule (4-V).

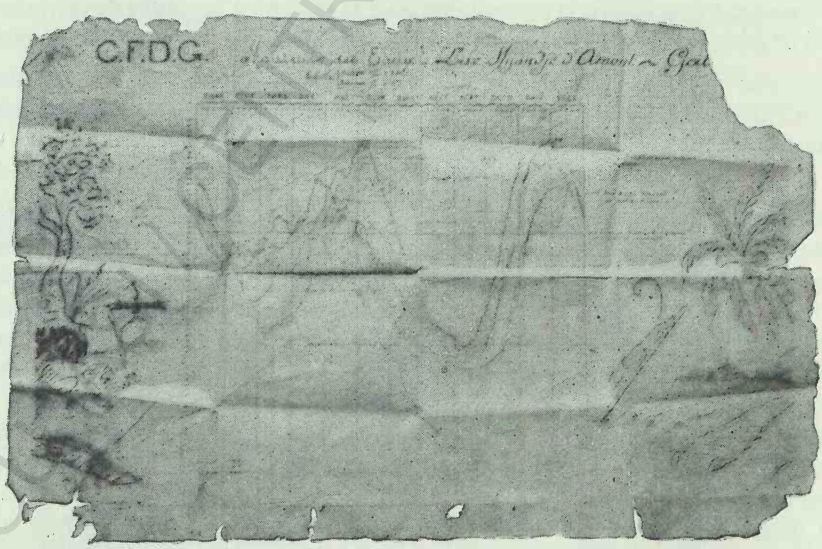
BOUASI / CERAH UNIVERSITY LIBRARY

Pour que cette méthode soit efficace, il faut que la loi de tarissement soit constante d'une année à l'autre et puisse réellement être représentée par une loi exponentielle. Il faut également que la courbe de tarage ne présente pas d'anomalie et qu'enfin les tarissements aient été correctement observés pendant plusieurs années à chacune des échelles.

Une méthode tout à fait analogue a été utilisée par Y. BRUNET-MORET pour reconstituer, sur la rivière Capot (Martinique), non pas des variations d'échelles, mais les variations du tarage qui se produisent un nombre respectable de fois au cours d'une année. Il se trouve que les variations de tarage sont, pour cette rivière, équivalentes à un déplacement de la courbe parallèlement à l'axe des hauteurs. Les résultats obtenus, contrôlés par des mesures de débits effectuées de temps en temps au cours de la période étudiée se sont avérés d'une étonnante précision.

Un exemple montrera mieux que tout les difficultés auxquelles peuvent se heurter les hydrologues lors d'une enquête de ce genre. Une échelle limnimétrique avait été installée en 1929 à la Mission catholique de Lambaréné : échelle M 29 placée dans la même crique que M 53 dont nous avons parlé plus haut. Cette échelle a été détruite en 1939 et a disparu sans laisser aucune trace. Or, elle avait été suivie d'octobre 1929 à octobre 1939, soit 10 années d'observations irremplaçables. Il fallut donc coûte que coûte valoriser ces données. L'enquête a duré plusieurs années. Le premier indice a été recueilli en 1956 par un agent hydrologue auprès du Frère dirigeant la menuiserie de la Mission : les plus hautes eaux de l'avant-guerre immédiat seraient arrivées à la cote des transmissions des machines. Simultanément, cet agent recueillait une indication sur les plus basses eaux concernant la même période : il s'agissait d'un fer planté dans le fond du fleuve qui n'aurait été découvert qu'une fois. Ces données étaient cependant fort imprécises, le plan des transmissions n'étant pas très bien défini et le fer ayant pu bouger, et de plus discordantes : la précision du calage ne devant pas excéder $\pm$ 20 cm, ce qui était notablement insuffisant.

Un deuxième indice a été fourni par des traces relevées sur un magasin de la SHO. Elles non plus n'étaient pas concordantes, mais on a cru pouvoir, après un examen attentif, attribuer l'altitude 16,27 m à la plus forte crue, observée le 19 novembre 1934. L'observation correspondante à l'échelle M 29 était de 6,87 m. Il faut noter que les rattachements en altitude ont nécessité une enquête sur les bornes cadastrales servant de base aux nivellements; on s'est aperçu que



Cliché Camus

Fig. 129. Document ancien : courbes des hauteurs du Lac Nyondjé (Gabon)

certaines de ces bornes s'étaient enfoncées, en particulier la borne B 3 utilisée pour le nivellement de l'échelle SHO. De plus, les renseignements étant recueillis à 2,6 km en aval de l'échelle M 29, il fallait tenir compte de la pente du plan d'eau, pente variable avec la hauteur à l'échelle. Une pente très faible avait été admise pour cette hauteur à cause des zones d'inondation. Les observations ultérieures ont montré que cette hypothèse n'était pas justifiée.

Entre-temps, une enquête parallèle avait été menée sur des échelles aval, celle du lac Nyondjé et celle de la Mission protestante de N'Gomo. Pour cette dernière échelle, également disparue, on avait fini par retrouver les relevés en Suisse, chez le pasteur Bühler. Après un examen attentif de ces observations, il paraissait difficile d'admettre l'altitude de 16,27 m à la SHO.

C'est alors que deux éléments nouveaux ont surgi en 1958. Le gérant du Magasin Personnaz à Lambaréné avait, au cours des crues de 1934, 1939 et 1951 relevé les cotes de l'eau au-dessus du seuil de sa boutique : cette fois, les cotes de 1934 et 1939 concordent entre elles au vu des relevés de l'échelle M 29 encore existants. On avait alors les résultats :

Année	Cote au-dessus du seuil de la boutique (en m)	Cote cadastrale (en m)
1934.....	0,51	15,95
1939.....	0,28	15,72
1951.....	0,18	15,62

Par ailleurs, on a retrouvé une photo du Père Lacaze prise peu après la grande crue de 1934 et montrant des traces toutes fraîches sur le hangar administratif. Le nivellement de ces traces donne pour le 19 novembre 1934 une altitude du plan d'eau de 15,78 m; après correction de la pente, cela correspondait à 15,755 m au droit de l'échelle SHO, d'où un écart d'environ 20 cm avec les indications Personnaz. Un examen du seuil de la boutique a montré que le ciment ne devait pas être très vieux. *Enquête* : effectivement le seuil a été refait il y a quelques années et surélevé, probablement d'une vingtaine de centimètres. On a donc enfin deux indications sérieuses et concordantes. Il ne reste plus qu'à se reporter à la courbe de correspondance SHO - M 53 pour avoir le zéro de l'échelle 1929. L'enquête est terminée, elle a demandé 5 ans.

C) Relevés limnigraphiques

Lorsque la station est équipée d'un limnigraphe, le rôle de l'observateur se borne à changer les feuilles. Les limnigraphes sont en général réglés de telle façon que le zéro de l'appareil corresponde au zéro de l'échelle de contrôle. Il n'en est pas toujours ainsi, notamment lorsqu'il s'agit d'observations sporadiques (bassins-échantillons) sur des rivières à sec lors de l'installation du limnigraphe. Il est d'usage de rapporter les diagrammes obtenus au zéro de l'échelle de contrôle en faisant une correction déterminée par des lectures simultanées de l'échelle et du limnigraphe lorsque celui-ci est en fonctionnement.

Chaque fois que l'observateur pose une feuille, il doit noter sur le diagramme l'heure et la date de mise en place et la cote à l'échelle. Les mêmes indications sont portées sur la feuille quand on l'enlève de l'appareil.

Les diagrammes sont transmis tels quels au centre du service hydrologique. Souvent, ils sont classés et stockés sans opération préalable. A notre avis, un dépouillement immédiat est préférable. Si les amplitudes des variations journalières sont telles que la relation hauteur-

débit puisse être sensiblement linéaire dans la partie concernant l'intervalle des variations, le dépouillement préalable peut consister à donner pour chaque jour la cote moyenne à l'échelle et le maximum s'il y a une crue. Si l'approximation ainsi obtenue est trop grossière eu égard à la précision que l'on peut attendre des mesures de débits, il faut transformer la courbe des hauteurs en courbe de débits, ou calculer une moyenne arithmétique des débits pour un certain nombre de points choisis à intervalles réguliers au cours de la journée. Il existe des appareils

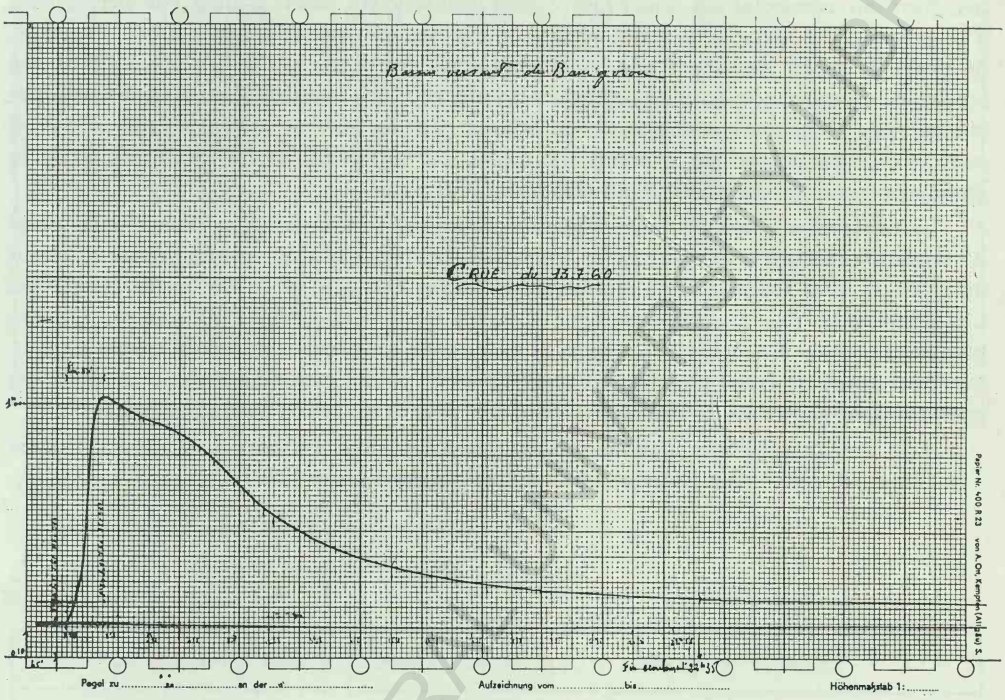


Fig. 130. Diagramme d'enregistrement de hauteur d'eau (Limnigraphe Ott)

qui rendent semi-automatique ce dernier mode de dépouillement; il suffit de suivre la courbe avec une pointe et d'appuyer sur un bouton à intervalles réguliers (André, D.T.G.).

De même que les originaux de lectures, les diagrammes de hauteurs ne doivent jamais être détruits; une fois exploités, ils sont classés soigneusement par années entières suivant l'ordre chronologique, chaque feuille portant en évidence le nom de la station et la période à laquelle correspond la courbe, et archivés.

2. COURBES D'ÉTALONNAGE

A) Stations stables à lois hauteur-débit univoques

Ce sont les stations pour lesquelles la morphologie de la rivière ne varie pas ou varie peu, qui ne se trouvent pas dans le remous d'une section variable (radier temporaire, etc.) et au droit desquelles la pente de la ligne d'eau est à peu près constante, en crue comme en décrue. C'est également le cas des stations où la loi hauteur-débit est commandée par une section de contrôle

fixe (chutes, rapides, resserrement avec passage à la hauteur critique, etc.) et pour lesquelles la pente de la ligne d'eau est fonction univoque de la hauteur à l'échelle.

Très peu de stations répondent théoriquement à ces conditions, à part peut-être les rivières à fluctuations extrêmement lentes et à lit stable. En effet, les variations du débit entraînent nécessairement des variations de la pente, tout au moins pendant la durée du régime transitoire. En pratique, cependant, de très nombreuses stations se comportent du point de vue de la relation hauteur-débit comme si ces conditions étaient réalisées, les écarts n'étant pas perceptibles à la précision des mesures. Il arrive même souvent que des rivières à fond mobile (charriage de bancs de sable) conservent une loi hauteur-débit univoque, soit qu'il y ait à l'aval une section de contrôle, soit qu'il se produise naturellement une compensation entre hauts-fonds et bas-fonds : c'est par exemple le cas du Niger supérieur. Sur ces stations à fond mobile, il peut se faire également que la courbe de tarage soit perturbée par les modifications du lit seulement pour les très basses eaux (Bénoué à Garoua).

Le cas le plus simple est celui d'une rivière au profil net, ne comportant pas de zones d'inondation même lors des plus fortes crues, sans incidents notables sur une grande longueur du profil en long. On peut alors représenter la courbe $Q = f(H)$ sous une forme analytique. Les formules les plus employées sont de la forme $Q = A\,(H - H_0)^n$ ou d'une forme polynômale $Q = A + BH + CH^2 + \ldots$ La mise en formule des courbes de tarage, quand on peut raisonnablement la faire, présente un intérêt évident pour l'extrapolation. Nous prendrons pour exemple la station du Niandan à Baro qui peut être classée dans cette catégorie.

Nous supposerons tout d'abord que les jaugeages n'ont été faits que jusqu'à la cote 4 m. On a obtenu, en ne retenant que les cotes supérieures à 1,50 m :

TABLEAU XXXIV

H (cm)	Q (m³/s)	H (cm)	Q (m³/s)	H (cm)	Q (m³/s)	H (cm)	Q (m³/s)
357	456	209	157	213	193	283	274
299	318	348	412	281	277	358	427
307	327	395	497	334	377	348	409
151	97	369	437	285	283	229	183
198	171	331	380	180	130	317	353

a) *Ajustement* $Q = A\,(H - H_0)^n$.

Un premier calcul graphique montre que l'on peut prendre approximativement :

$$A = 49{,}8$$

$$H_0 = 0$$

$$n = 1{,}7$$

La relation peut se mettre sous la forme :

$$\log Q = \log A + n \log (H - H_0)$$

soit, ici : $\log Q = 1{,}697 + 1{,}7 \log H$

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

TABLEAU XXXV

H	log H	1,7 log H	log Q	Qc	Qe	| ε |	ε²
3,57	0,55267	0,940	2,637	434	456	22	484
2,99	0,47567	0,808	2,505	320	318	2	4
3,07	0,48714	0,826	2,523	334	327	7	49
1,51	0,17898	0,304	2,001	100	97	3	9
1,98	0,29667	0,505	2,202	159	171	12	144
2,09	0,32015	0,544	2,241	174	157	17	289
3,48	0,54158	0,920	2,617	414	412	2	4
3,95	0,59660	1,012	2,709	512	497	15	225
3,69	0,56703	0,964	2,661	458	437	21	441
3,31	0,51983	0,883	2,580	380	380	0	0
2,13	0,32838	0,557	2,254	179	183	6	36
2,81	0,44871	0,761	2,458	287	277	10	100
3,34	0,52375	0,890	2,587	386	377	9	81
2,85	0,45484	0,772	2,469	294	283	11	121
1,80	0,25527	0,433	2,130	135	130	5	25
2,83	0,45179	0,768	2,465	292	274	18	324
3,58	0,55388	0,941	2,638	434	427	7	49
3,48	0,54158	0,920	2,617	414	409	5	25
2,29	0,35984	0,611	2,308	203	183	20	400
3,17	0,50106	0,851	2,548	353	353	0	0

$$\Sigma \varepsilon^2 = 2810$$

Variation de A :

Pour $A = 51$ on trouve $\Sigma \varepsilon^2 = 6296$

Pour $A = 48$ on trouve $\Sigma \varepsilon^2 = 3408$

Si l'on admet une relation $\Sigma \varepsilon^2 = aA^2 + bA + c$ on trouve :

$$a = 1\,074$$

$$b = 105\,364$$

$$c = 2\,586\,384$$

$\Sigma \varepsilon_i^2$ est un minimum pour $A = 49{,}0$ et sa valeur est alors $\Sigma \varepsilon_i^2 = 2\,222$

Variation de n pour $A = 49{,}0$:

Pour $n = 1{,}65$ on trouve $\Sigma \varepsilon^2 = 10\,285$

Pour $n = 1{,}75$ on trouve $\Sigma \varepsilon^2 = 10\,662$

d'où

$$\Sigma \varepsilon^2 = 3\,301\,000\,n^2 - 11\,219\,610\,n + 9\,535\,669$$

minimum pour $n \# 1{,}70$

On peut donc estimer que la valeur choisie pour n était correcte. Il resterait à faire varier H_0. Pour ne pas allonger les calculs, nous supposerons que H_0 est bien nul ainsi que nous l'avions choisi. La formule sera donc en définitive :

$$Q_{m^3/s} = 49\ H^{1,7}{}_m$$

En fait, nous possédions un certain nombre de résultats de jaugeages pour des cotes supérieures à 4 m. Il est intéressant de comparer maintenant les débits que nous aurait donné une extrapolation par le calcul, aux débits effectivement mesurés. Le tableau suivant donne les écarts obtenus.

SCUBSI/CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

TABLEAU XXXVI

Hauteurs (m)	Q mesurés (m^3/s)	Q calculés (m^3/s)	Écarts absolus	Écarts (en %)
5,51	903	892	— 11	— 1
4,18	531	550	+ 19	+ 4
4,97	734	747	+ 13	+ 2
4,87	695	725	+ 30	+ 4
4,85	699	694	— 5	— 1
5,75	972	960	— 12	— 1
5,27	809	828	+ 19	+ 2
5,39	823	861	+ 38	+ 5
4,99	714	756	+ 42	+ 6
4,21	529	564	+ 35	+ 7
7,22	1 490	1 413	— 77	— 5
4,84	688	715	+ 27	+ 4
4,29	580	581	+ 1	0
5,75	1 029	960	— 69	— 7

Ce tableau montre qu'une telle extrapolation eût été acceptable.

b) *Ajustement* $Q = a + b\,H = c\,H^2$

Du tableau général établi dans l'*Introduction*, on peut extraire le système :

$$\begin{aligned} Na + (\Sigma H_i)\,b + (\Sigma H_i^2)\,c &= \Sigma Q_i \\ (\Sigma H_i)\,a + (\Sigma H_i^2)\,b + (\Sigma H_i^3)\,c &= \Sigma Q_i H_i \\ (\Sigma H_i^2)\,a + (\Sigma H_i^3)\,b + (\Sigma H_i^4)\,c &= \Sigma Q_i H_i^2 \end{aligned}$$

Posons :

$$\begin{aligned} \Sigma H_i &= h_1 & \Sigma Q_i &= q \\ \Sigma H_i^2 &= h_2 & \Sigma H_i Q_i &= q_1 \\ \Sigma H_i^3 &= h_3 & \Sigma H_i^2 Q_i &= q_2 \\ \Sigma H_i^4 &= h_4 \end{aligned}$$

le système devient :

$$\begin{aligned} Na + h_1 b + h_2 c &= q \\ h_1 a + h_2 b + h_3 c &= q_1 \\ h_2 a + h_3 b + h_4 c &= q_2 \end{aligned}$$

d'où :

$$a = \frac{\begin{vmatrix} q & h_1 & h_2 \\ q_1 & h_2 & h_3 \\ q_2 & h_3 & h_4 \end{vmatrix}}{\begin{vmatrix} N & h_1 & h_2 \\ h_1 & h_2 & h_3 \\ h_2 & h_3 & h_4 \end{vmatrix}} = \frac{qh_2h_4 + h_1h_3q_2 + q_1h_2h_3 - qh_3^2 - q_1h_1h_4 - q_2h_2^2}{Nh_2h_4 + 2h_1h_2h_3 - h_1h_4 - h_2 - Nh_3^2}$$

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Connaissant a, on détermine b et c par un système à deux inconnues. Dans le cas de notre exemple, on trouve en définitive :

$$Q = 33{,}7 + 3{,}0H + 30{,}1H^2$$

Le graphique de la figure 131 représente les deux courbes obtenues, comparées aux points expérimentaux.

Les relations Q(H) sont loin d'être toujours aussi simples et le cas de la *rivière-canal sans incidents notables* n'est malheureusement pas la généralité. Le premier cas, et le plus

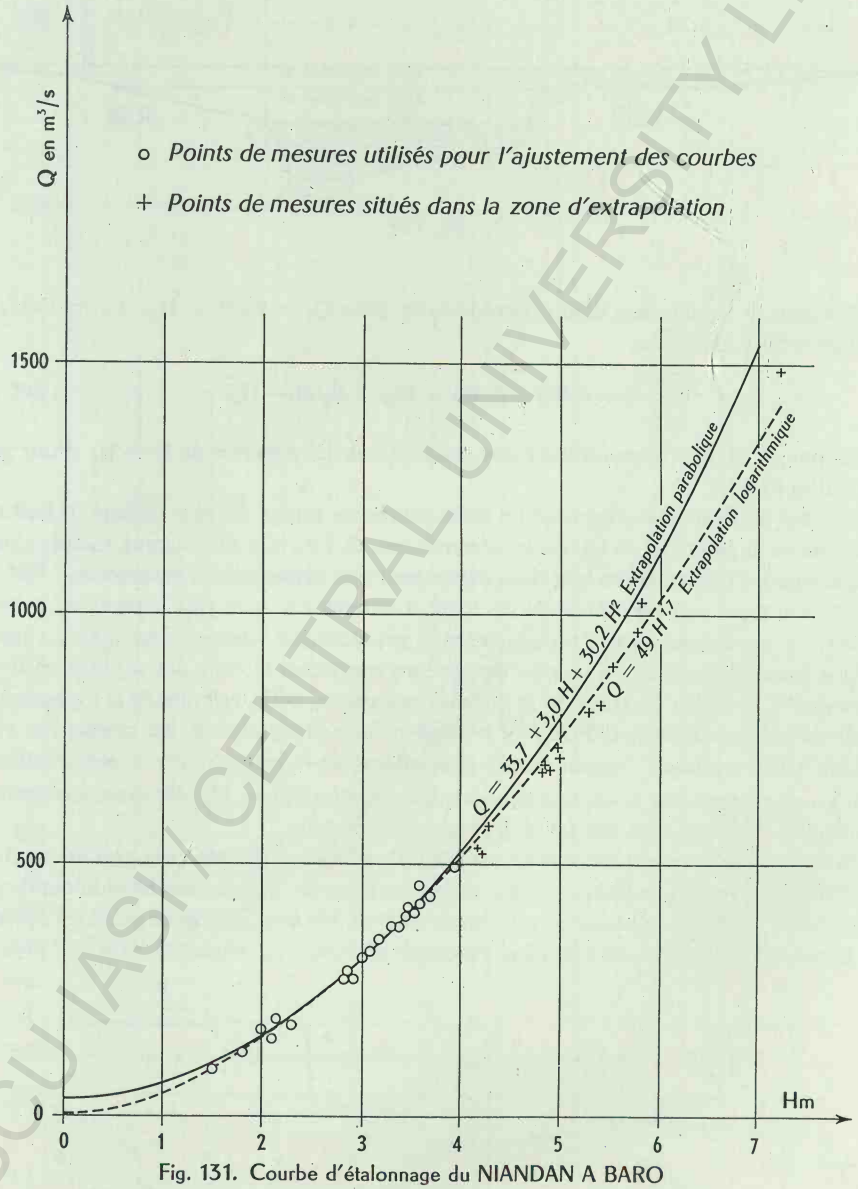


Fig. 131. Courbe d'étalonnage du NIANDAN A BARO
(Exemple d'extrapolation)

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

courant, où les lois ci-dessus ne peuvent plus rendre compte de la variation hauteur-débit est celui d'une rivière comportant des zones d'inondation, ou tout au moins un *éclatement du lit* pour des hauteurs suffisamment élevées à l'échelle. Prenons le cas de la figure 132 : si les berges définies par A et B n'étaient jamais submergées, on pourrait appliquer à la station une loi Q(H) du type précédent, soit $Q = F(H)$. Lorsque l'eau dépasse le point *b* sur la rive droite, il va s'ajouter au débit précédent un débit défini par une loi $Q_1 = F_1(H - H_b)$ telle que $Q_1 = 0$ pour $H = H_b$ et non définie pour $H < H_b$. Lorsque le niveau dépasse le point *a* de

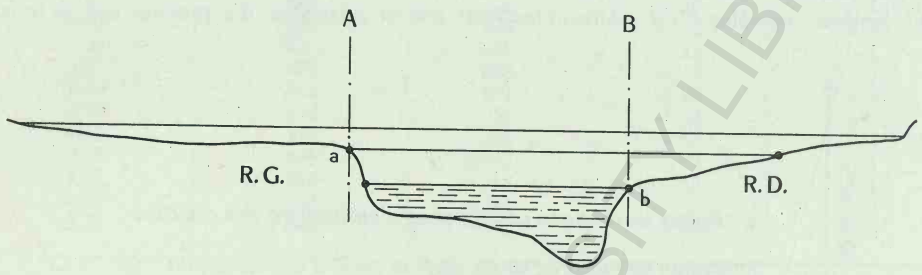


Fig. 132.

la rive gauche, il s'ajoute aux débits précédents un débit $Q_2 = F_2(H - H_a)$. La loi Q(H) de la station peut donc s'écrire :

$$Q = F(H) + F_1(H - H_b) + F_2(H - H_a)$$

les fonctions F_1 et F_2 n'étant définies que pour les valeurs positives de $H - H_b$ d'une part et $H - H_a$ d'autre part.

Dans ces conditions, l'extrapolation de la courbe de tarage est plus difficile. Il faut traiter séparément le lit principal et les zones d'expansion. Si l'on n'a fait aucune mesure dans ces dernières zones, l'extrapolation aux forts débits peut être extrêmement hasardeuse.

Lorsqu'il n'y a pas véritablement de zones d'inondation, mais que le profil en travers est irrégulier, on a avantage, pour l'extrapolation, à procéder *par vitesses et sections*. La méthode consiste à tracer séparément la courbe des vitesses moyennes et celle des sections en fonction des hauteurs à l'échelle. Le tracé de la courbe des sections, S(H), relevant de la topographie, ne présente en principe aucune difficulté et n'exige aucune extrapolation. La courbe des vitesses moyennes U(H) demande évidemment à être extrapolée : lorsqu'il n'y a pas d'indications contraires, on suppose que U est une fonction linéaire de $\sqrt{H - H_0}$, H_0 étant une constante d'ajustement. On peut enfin utiliser la formule de Manning.

Un cas particulièrement redoutable est celui d'une station d'apparence parfaitement saine, sans zones extensives d'inondations, stable, mais pour laquelle l'écoulement est commandé par un accident local, situé parfois plusieurs kilomètres à l'aval. Un dispositif de ce genre est schématisé sur la figure 133. La section en trait plein repésente la section de jaugeage tandis que le pointillé

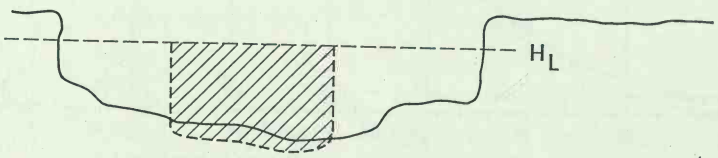


Fig. 133.

représente une section située quelque part plus à l'aval. Jusqu'à la cote H_L, la loi Q(H) suit une variation parfaitement régulière contrôlée par la section hachurée; puis la courbe de tarage se redresse brusquement sans que l'on puisse s'en douter au vu de la seule station de jaugeages. Cela se produit fréquemment dans les régions à diaclases ou à goulets. C'est le cas de la station du pont du Konkouré, en Guinée, pour laquelle le rétrécissement se produit environ 6 km à l'aval (fig. 134), et probablement celui du Wouri à Yabassi, au Cameroun. Cette circonstance

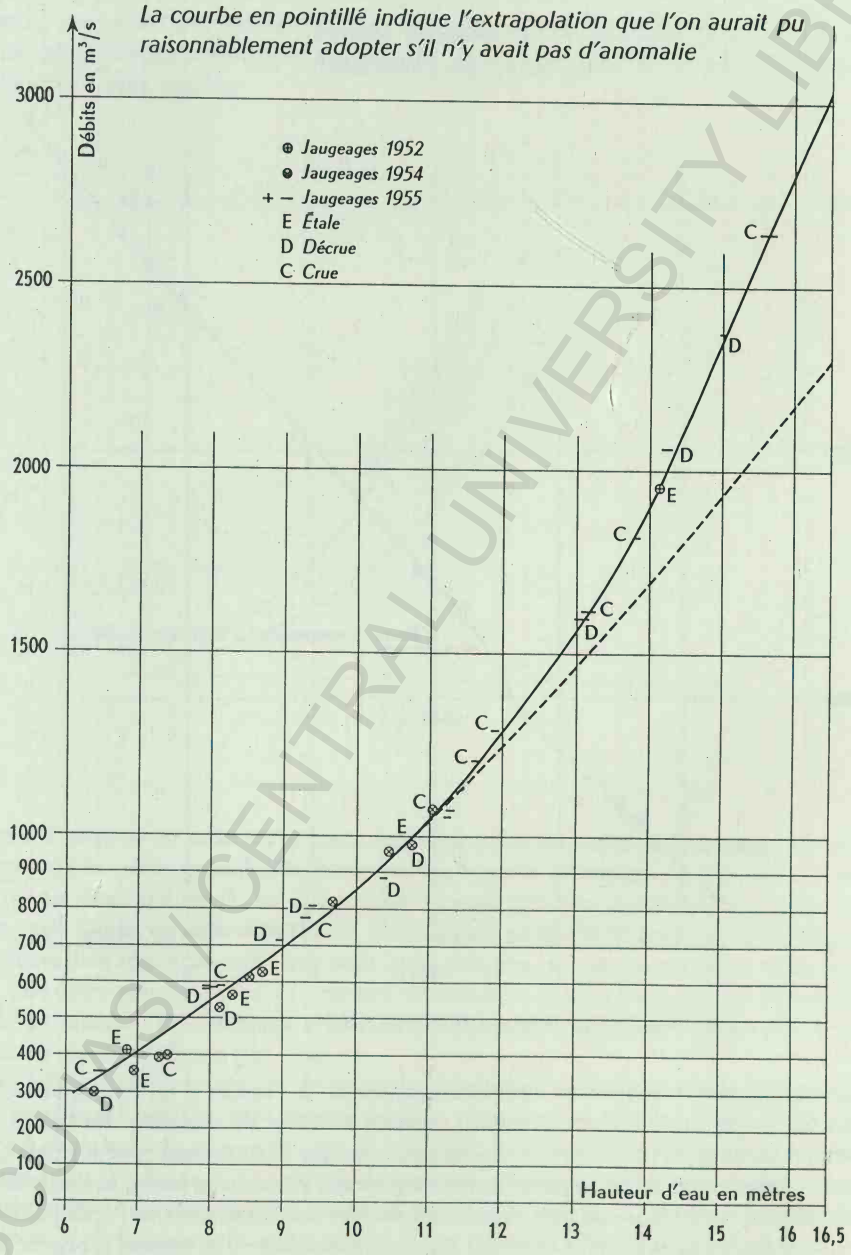


Fig. 134. Courbe de tarage du KONKOURÉ au pont de TELIMELÉ

BCU UNIL / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

est d'autant plus grave qu'elle est généralement imprévisible : si l'on a le moindre doute et qu'il s'agisse d'études pour un aménagement, il faut, coûte que coûte, faire des jaugeages pendant les très hautes eaux.

Des anomalies, d'ailleurs assez rares, peuvent se produire sur les courbes d'étalonnage des stations de ce groupe (univoques et stables). Nous citerons un exemple la station d'Amaria

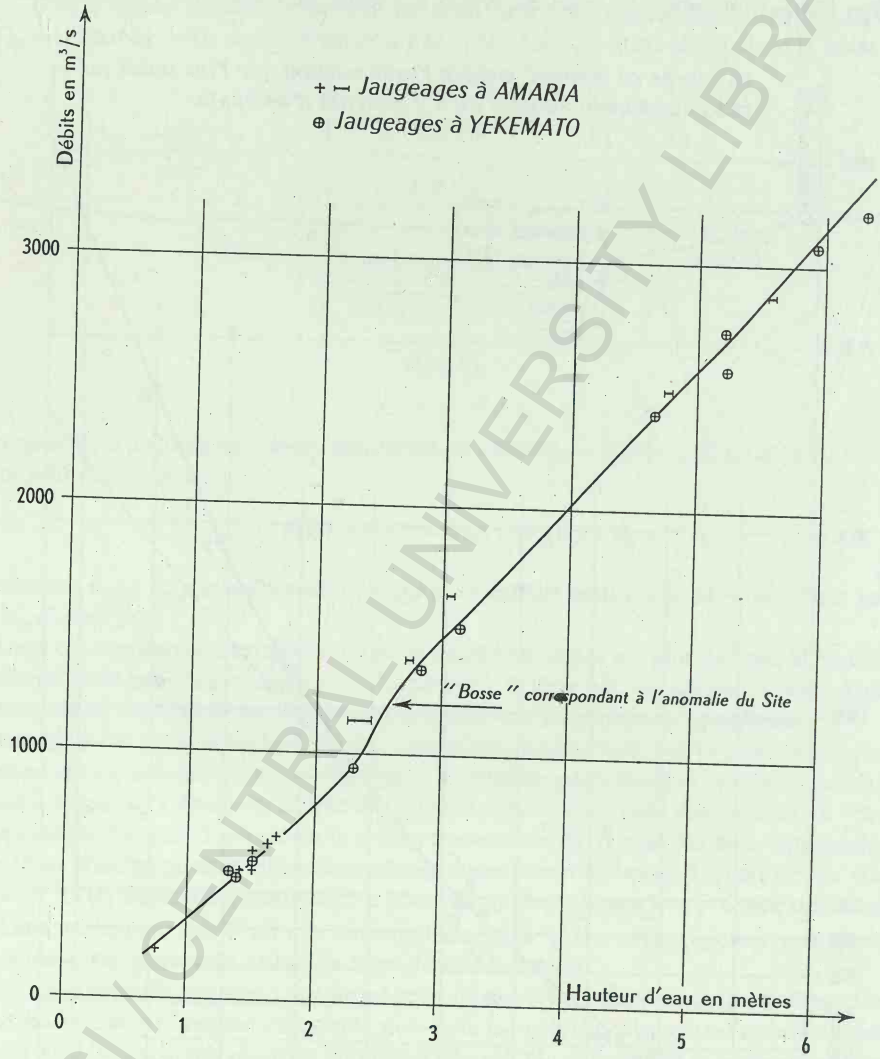


Fig. 135. Courbe de tarage du KONKOURÉ à AMARIA

sur le bas Konkouré. L'échelle est située immédiatement à l'amont d'un *seuil poreux* (banc de pierre ou chutes profondément entaillés) donnant 2 à 3 m de dénivelée. En basses eaux, l'écoulement se fait dans les fissures, la vitesse croît tant que l'écoulement reste torrentiel, avec des ressauts dénoyés vers l'aval. A partir du moment où les ressauts sont noyés, la vitesse décroît, la cote à l'aval croissant plus vite qu'à l'amont du seuil, et ceci jusqu'à ce que l'ondulation de la nappe ait pris fin. La discontinuité disparaît alors complètement et les vitesses croissent à nouveau : le phénomène se traduit par une *bosse* sur la courbe de tarage (fig. 135).

BCEOM/ASI/CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

B) Stations stables à lois hauteur-débit non univoques

En fait, dès que l'écoulement dans une rivière n'est plus permanent, c'est-à-dire dans la majorité des cas, la loi Q(H) ne peut être rigoureusement univoque. Le paragraphe précédent s'adresse aux stations pour lesquelles l'influence des variations de pente de la ligne d'eau est négligeable. C'est le cas de la plupart des stations d'Afrique Noire. Plus la pente moyenne en régime permanent sera faible, plus ces variations auront de l'influence; et elles en auront d'autant plus qu'elles seront plus importantes, c'est-à-dire que les variations de hauteur à l'échelle seront plus rapides.

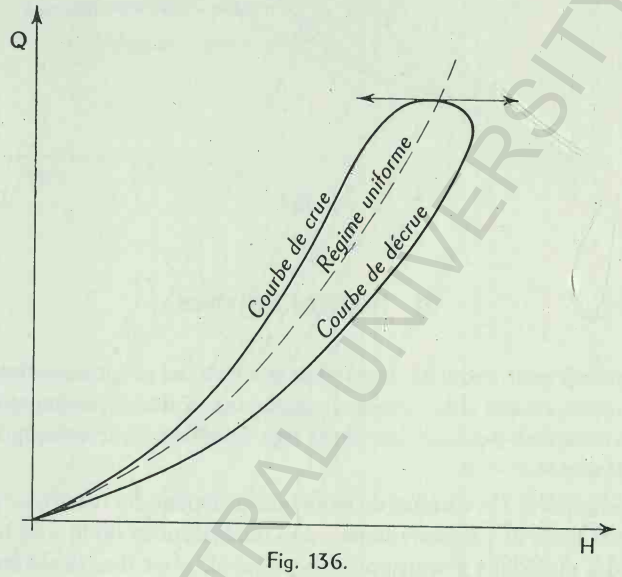


Fig. 136.

Un cas extrême est celui où la pente moyenne du lit est nulle. L'écoulement se fait sous l'influence de la pente superficielle créée par les apports provenant de l'amont : l'eau qui arrive pousse l'eau qui est là. Le Niger, dans sa zone deltaïque intérieure, se présente à peu près de cette façon, quoique bénéficiant d'une légère pente. Si le cours d'eau étudié est un grand fleuve très régularisé avec une seule crue annuelle, on aura une courbe Q(H) pour la crue et une autre pour la décrue : le raccord au sommet se fait par une courbe admettant une tangente parallèle à l'axe des hauteurs en son point d'intersection avec la courbe Q(H) correspondant au régime uniforme (fig. 136).

Plus généralement, les points de mesures, rapportés à une seule échelle, se répartissent sur un faisceau de courbes dont chaque branche correspond à une pente de la ligne d'eau. Dans bien des cas, cette pente peut être exprimée par la vitesse de montée ou de descente du niveau de l'eau. La figure 137 schématise l'évolution possible d'une crue sur un tel faisceau. L'établissement de ces courbes exige un grand nombre de mesures et les transformations Q-H sont loin de s'effectuer avec la même précision que dans le cas d'une loi univoque.

On peut également installer une échelle double et établir un réseau de tarage où les débits

RCSD UNIVERSITY CENTRAL LIBRARY

sont exprimés en fonction des relevés aux deux échelles. Il faut alors que les échelles soient suffisamment éloignées et nivelées avec beaucoup de soin; les lectures doivent être simultanées et très précises, ce qui exclut pratiquement les relevés par observateurs et exige des limnigraphes. A notre connaissance, cette méthode a rarement été couronnée de succès.

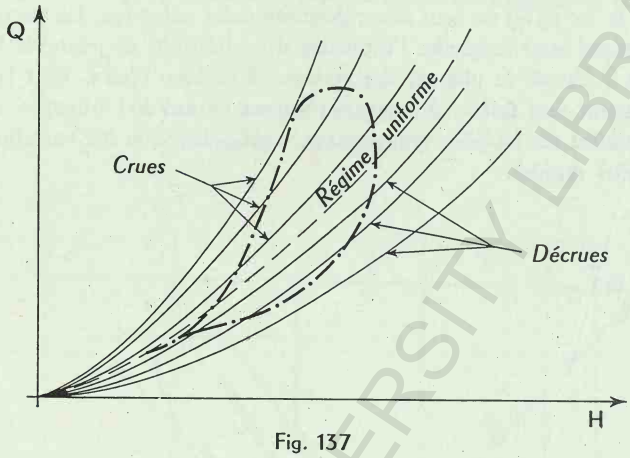


Fig. 137

C) Stations instables

Ce sont les stations pour lesquelles le profil de la rivière est progressivement ou brutalement modifié par des apports ou des enlèvements de matériaux. Cette circonstance se produit sur les rivières à fortes vitesses ne pouvant conserver leur équilibre hydromorphologique. On peut distinguer deux classes :

a) Celle qui se rapporte aux torrents de montagne charriant des matériaux grossiers pouvant aller des galets à des blocs de plusieurs tonnes. Les modifications du lit sont brutales et discontinues, la nature des matériaux à transporter impliquant, pour leur déplacement, des vitesses limites très élevées atteintes seulement lors des fortes crues. Dans l'intervalle, la station est stable. La Capot, en Martinique, est un exemple de ce type de station : les différentes courbes de tarage figurant sur le graphique 138 donnent une idée des variations que l'on peut attendre durant une période relativement courte. L'étalonnage de ces stations doit être refait après chaque crue importante susceptible de modifier le lit.

b) La seconde classe comprend des cours d'eau importants, à forte pente, pour lesquels les variations morphologiques sont dues au remaniement d'énormes quantités de matériaux à structure dominante relativement fine (sable, gravier). La moindre crue suffit à modifier le lit, les matériaux demandant pour leur transport des vitesses bien plus faibles que dans le cas précédent. Cependant, les modifications importantes de la relation Q(H) exigent le déplacement d'une grande quantité de ces matériaux fins, donc une grande capacité de transport atteinte pour des débits assez élevés et des vitesses importantes. C'est ce qui explique que des rivières à fond meuble mais peu rapides conservent un équilibre suffisant pour assurer une quasi-permanence de l'étalonnage (Benoué à Garoua).

L'étude des rivières de cette seconde classe offre les plus grandes difficultés à l'ingénieur qui en est chargé. Il faut pratiquement faire des mesures de débits en permanence, ce qui entraîne des dépenses élevées, sans parler des difficultés purement techniques relatives à l'exécution des

BCEOM/CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

jaugeages. Le graphique de la figure 139, relatif à l'étalonnage de la station du Banian, sur le Mangoky (Madagascar), montre la rapidité et l'importance des variations continues du lit au cours de quelques crues.

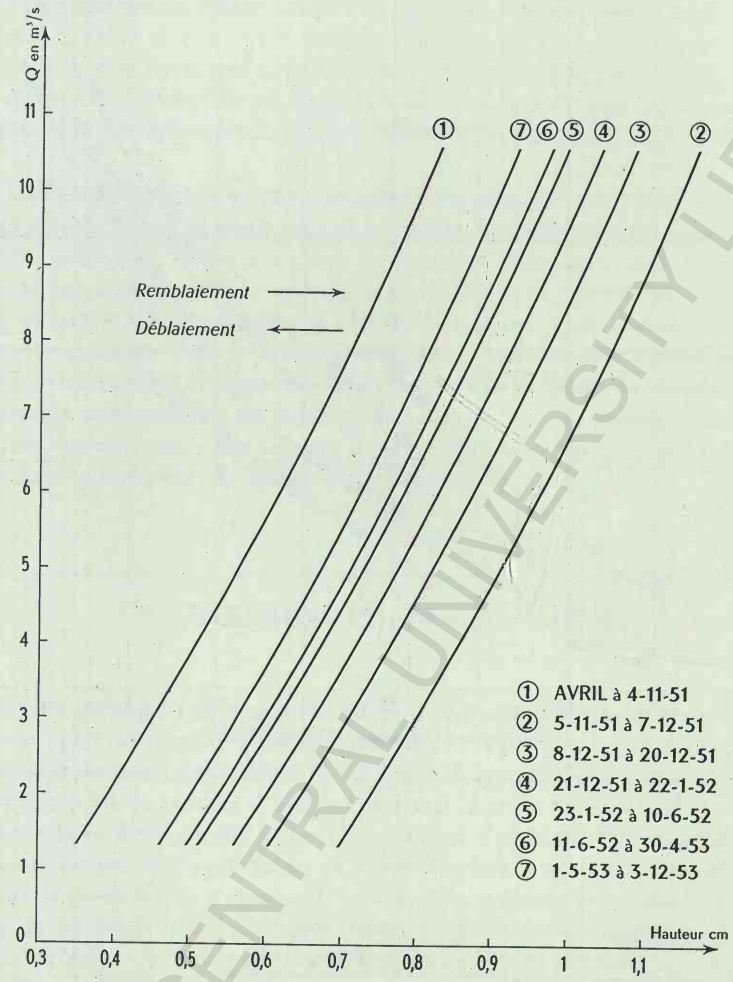


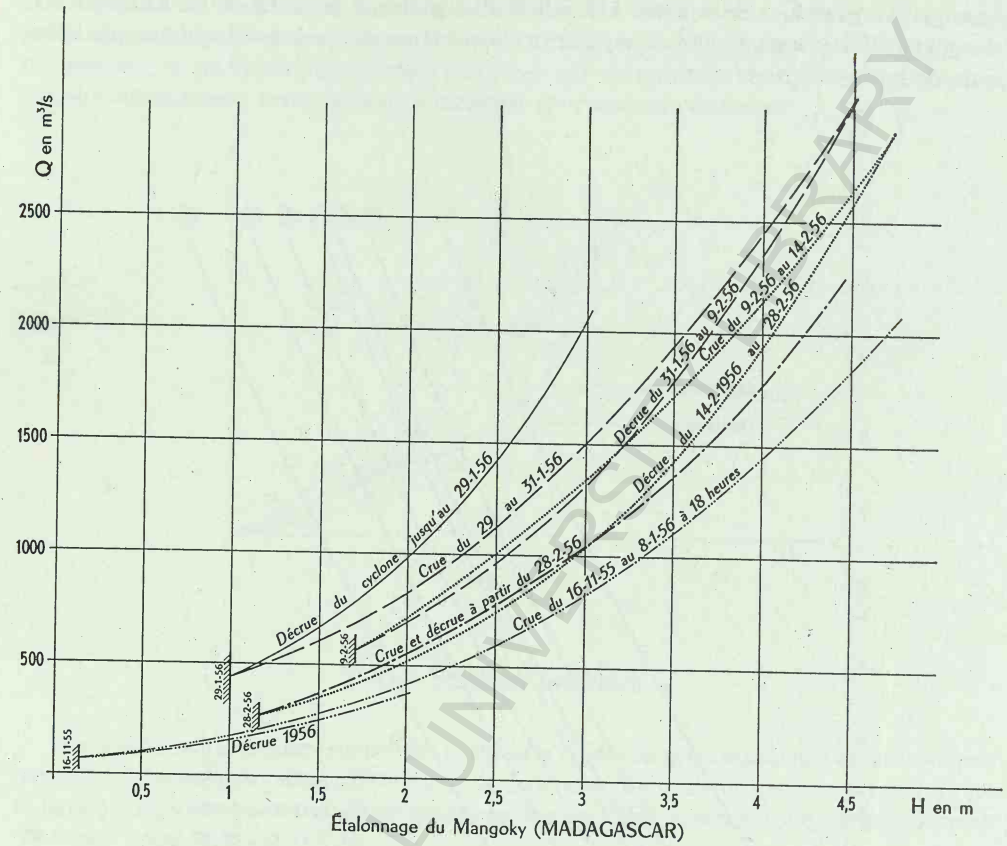
Fig. 138. Étalonnage de La Capot à Saut Babin (MARTINIQUE) d'avril 1951 à avril 1953

D) Stations à variations rapides du plan d'eau

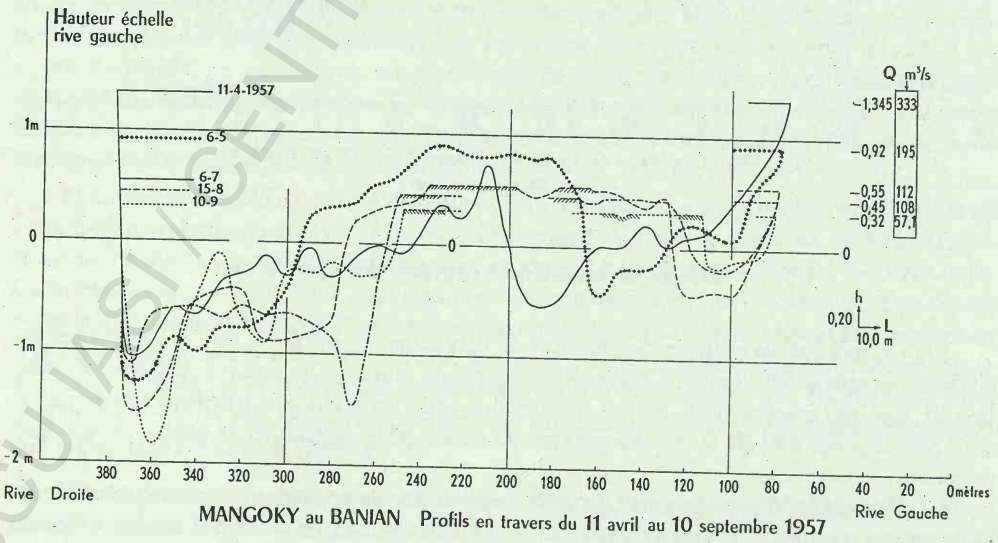
Il a été indiqué au chapitre des mesures de débits que l'on n'a pas intérêt à multiplier les points de mesure si cela conduit à augmenter la durée du jaugeage de telle manière que la variation de cote soit inadmissible. Il peut se faire que cette variation soit tellement rapide qu'on n'ait plus la possibilité de faire suffisamment de points pour déterminer le débit avec quelque précision.

La méthode par intégration peut apporter une solution du problème en écourtant beaucoup la durée des mesures sur chaque verticale. Dans bien des cas, ce n'est pas encore suffisant. On adopte alors ce qu'on appelle la méthode des jaugeages continus. L'application de cette

RC-UNSW / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY



Étalonnage du Mangoky (MADAGASCAR)



MANGOKY au BANIAN Profils en travers du 11 avril au 10 septembre 1957

Fig. 139.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

méthode exige que chacune des verticales soit repérée une fois pour toutes et que sa position ne varie pas d'un jaugeage à l'autre, ce qui est facilement réalisé si l'on dispose d'une passerelle. Elle exige également que la rivière soit à fond fixe.

Le mode opératoire ne diffère en rien de celui d'un jaugeage ordinaire, si ce n'est qu'on relève la cote au début et à la fin de chaque série de mesures sur chacune des verticales. Les verticales peuvent être *faites* soit point par point, soir par intégration, ce qui est préférable lorsque c'est possible. Lorsqu'on a fait une série de verticales sur toute la largeur de la rivière, on recommence en sens inverse, etc... pendant toute la durée de la crue; d'où le nom de jaugeage continu.

Le dépouillement se fait pour chaque verticale séparément et on trace, pour chaque verticale, une courbe de tarage en débit linéaire par mètre de largeur (m^2/s). Après quelques opérations de ce genre pour différentes crues, on se trouve donc en présence d'un faisceau de courbes de tarage dont chacune correspond à une verticale. Il ne reste plus qu'à choisir arbitrairement un certain nombre de cotes à l'échelle et à tracer, pour chacune de ces cotes, une courbe des *p. u*, comme dans le dépouillement par la méthode des paraboles. On compose ainsi les différentes courbes de débits linéaires pour obtenir la courbe de tarage de la station.

L'intérêt de cette méthode est évident : la variation de cote durant l'exploration d'une seule verticale est très faible par rapport à celle qui correspond à l'ensemble du jaugeage. La cote est donc connue avec une précision bien supérieure.

3. BARÊMES ET TRADUCTIONS

L'utilisation directe d'une courbe de tarage à la traduction des hauteurs d'eau en débits serait pénible. C'est pourquoi on établit à partir de cette courbe un barême de traduction : c'est un tableau donnant la correspondance (Q, H) pour chaque centimètre de cote à l'échelle (H). Chaque barême porte un numéro d'ordre et la date à laquelle il a été établi, il est rare en effet qu'au cours de la vie d'une échelle on ne soit pas amené à retoucher son étalonnage, ne serait-ce que pour tenir compte, si elle est stable, du nombre croissant de mesures de débit qui améliore constamment la précision de la courbe de tarage. Si la station est instable, il se peut que l'on doive faire de nouveaux barêmes chaque année, voire plusieurs fois par an. Enfin, pour les stations très variables à morphologie continûment variable, les traductions ne peuvent se faire qu'à partir des courbes de tarage laborieusement tracées au jour le jour. Lorsque l'étalonnage varie entre la crue et la décrue, on établit un barême de crue et un barême de décrue.

La conversion des hauteurs d'eau en débits se fait sur des feuilles spéciales dites *tableaux de débits*. Elles comportent pour chaque mois une colonne H (hauteurs) et une colonne Q (débits). S'il y a à la station une seule observation par jour, on porte le chiffre correspondant dans la colonne H, en supposant qu'il représente la hauteur moyenne journalière. S'il y a plusieurs relevés dans la journée, on porte dans la colonne H la moyenne des hauteurs observées chaque jour; on prépare un second tableau de même type que le premier, sur lequel sont consignées les pointes de crues. Les hauteurs sont ensuite converties en débits dans la colonne Q au moyen du barême. Lorsqu'il manque quelques observations, on complète le tableau par interpolation linéaire; l'interpolation peut également être valable pour des périodes de manques assez longues (plus d'un mois) si les variations de la rivière sont très régulières et si l'on est assuré d'être sur une courbe de décrue ou de tarissement purs, mais elle n'est alors généralement pas linéaire.

BARÈME N° 2 RIVIÈRE LOGONE STATION BONGOR DATE 8.10.1957

H	Q	H	Q	H	Q	H	Q	H	Q	H	Q	H	Q	H	Q	H	Q	H	Q
0.50		0	h0	0.50	133	1.00	310	1.50	530	2.00	803	2.50	1160	3.00	1600	3.50		4.00		4.50	
1		1	h0	1	136	1	314	1	535	1	809	1	1169	1	1611	1		1		1	
2		2	h1	2	139	2	319	2	540	2	814	2	1176	2	1622	2		2		2	
3		3	h1	3	142	3	322	3	545	3	820	3	1183	3	1632	3		3		3	
4		4	h1	4	145	4	326	4	550	4	826	4	1190	4	1642	4		4		4	
8		5	h2	5	148	5	330	5	555	5	832	5	1200	5	1650	5		5		5	
6		6	h2	6	150	6	334	6	560	6	838	6	1209	6	1658	6		6		6	
7		7	h2	7	153	7	338	7	565	7	843	7	1216	7	1668	7		7		7	
8		8	h2	8	156	8	342	8	570	8	849	8	1224	8	1678	8		8		8	
9		9	h3	9	159	9	346	9	575	9	854	9	1232	9	1686	9		9		9	
0.40		0.10	h3	0.60	162	1.10	350	1.60	580	2.10	860	2.60	1240	3.10	1700	3.60		4.10		4.60	
1		1	h3	1	166	1	354	1	585	1	865	1	1248	1	1713	1		1		1	
2		2	h4	2	170	2	358	2	591	2	871	2	1256	2	1726	2		2		2	
3		3	h4	3	173	3	362	3	596	3	876	3	1264	3	1738	3		3		3	
4		4	h5	4	177	4	366	4	601	4	882	4	1272	4	1752	4		4		4	
8		5	h5	5	181	5	370	5	607	5	888	5	1280	5	1765	5		5		5	
6		6	h5	6	185	6	374	6	612	6	894	6	1288	6	1778	6		6		6	
7		7	h6	7	189	7	378	7	617	7	900	7	1296	7	1791	7		7		7	
8		8	h6	8	192	8	382	8	622	8	906	8	1304	8	1804	8		8		8	
9		9	h7	9	196	9	386	9	628	9	912	9	1312	9	1817	9		9		9	
0.30		0.20	h7	0.70	200	1.20	390	1.70	633	2.20	918	2.70	1320	3.20	1830	3.70		4.20		4.70	
1		1	h8	1	204	1	395	1	638	1	924	1	1328	1	1844	1		1		1	
2		2	h8	2	207	2	399	2	644	2	930	2	1336	2	1858	2		2		2	
3		3	h9	3	211	3	h04	3	649	3	936	3	1347	3	1870	3		3		3	
4		4	h9	4	214	4	h08	4	654	4	942	4	1356	4	1884	4		4		4	
8		5	h2	5	218	5	h13	5	660	5	948	5	1365	5	1896	5		5		5	
6		6	h1	6	221	6	h17	6	665	6	954	6	1374	6	1909	6		6		6	
7		7	h6	7	225	7	h22	7	670	7	960	7	1383	7	1922	7		7		7	
8		8	h8	8	228	8	h26	8	675	8	966	8	1392	8	1935	8		8		8	
9		9	h0	9	232	9	h31	9	681	9	972	9	1401	9	1948	9		9		9	
0.20		0.30	h2	0.80	235	1.30	h35	1.80	686	2.30	978	2.80	1410	3.30	1960	3.80		4.30		4.80	
1		1	h5	1	239	1	h40	1	692	1	1005	1	1419	1	1972	1		1		1	
2		2	h7	2	h42	2	h44	2	697	2	1013	2	1428	2	h984	2		2		2	
3		3	h0	3	246	3	h49	3	703	3	1020	3	1437	3	2010	3		3		3	
4		4	h2	4	250	4	h53	4	708	4	1028	4	1446	4	2026	4		4		4	
8		5	h5	5	254	5	h58	5	714	5	1035	5	1455	5	2040	5		5		5	
6		6	h8	6	257	6	h62	6	720	6	1042	6	1464	6	2056	6		6		6	
7		7	h0	7	261	7	h67	7	725	7	1050	7	1473	7	2070	7		7		7	
8		8	h3	8	265	8	h71	8	731	8	1057	8	1482	8	2083	8		8		8	
9		9	h5	9	268	9	h76	9	736	9	1065	9	1491	9	2098	9		9		9	
0.10		0.40	h9	0.90	272	1.40	h80	1.90	742	2.40	1072	2.90	1500	3.40	2112	3.90		4.40		4.90	
9		1	111	1	276	1	h85	1	748	1	1080	1	1510	1	2126	1		1		1	
8		2	113	2	280	2	h89	2	754	2	1087	2	1520	2	2140	2		2		2	
7		3	116	3	283	3	h95	3	760	3	1095	3	1530	3		3		3		3	
6		4	118	4	287	4	500	4	766	4	1102	4	1540	4		4		4		4	
5		5	121	5	291	5	505	5	773	5	1110	5	1550	5		5		5		5	
4		6	123	6	295	6	510	6	779	6	1118	6	1560	6		6		6		6	
3		7	126	7	299	7	515	7	785	7	1125	7	1570	7		7		7		7	
2		8	128	8	302	8	520	8	791	8	1133	8	1580	8		8		8		8	
1		9	131	9	306	9	525	9	797	9	1142	9	1590	9		9		9		9	
0		0.50	133	1.00	310	1.50	530	2.00	803	2.50	1160	3.00	1600	3.50		4.00		4.50		5.00	

Fig. 140. Barème de traduction

Traduction Décembre 1958. barème n°4 (Tchad) du 12 juillet 1958.

RIVIÈRE: LE MARONI Station: LANGA TABIKI (Guyane) 300

SURFACE DU B.V: Spécial AM EN SERVICE DEPUIS: Relu 1969 N°:

STATION PLUVIOMÉTRIQUE: ÉCHELLE N°:

COURBE D'ÉTALONNAGE N°: Année: 1957 LIMNIGRAPHE N°:

ALTITUDE DU ZÉRO DE L'ÉCHELLE:

Cotes moyennes de deux lectures journalières.

MOIS	Janvier		Février		Mars		Avril		Mai		Juin		Juillet		Août		Septembre		Octobre		Novembre		Décembre	
JOURS	Hauteur	Débit	Hauteur	Débit	Hauteur	Débit	Hauteur	Débit	Hauteur	Débit	Hauteur	Débit	Hauteur	Débit	Hauteur	Débit	Hauteur	Débit	Hauteur	Débit	Hauteur	Débit	Hauteur	Débit
1	1,43	1666	1,91	2150	1,69	1825	1,83	1936	1,35	1655	5,06	4,830	4,56	4410	1,85	2050	1,75	1971	1,03	564	0,57	315	0,42	146
2	1,64	1776	1,89	2140	1,65	1795	1,87	1985	1,27	1545	4,96	4,740	4,68	4360	1,87	2055	1,91	1119	0,95	516	0,55	304	0,43	149
3	1,64	1771	1,89	2140	1,85	1956	1,70	1794	1,16	1245	4,84	4,610	4,66	4340	1,87	2055	1,91	1119	0,95	516	0,55	304	0,43	149
4	1,67	1810	1,98	2225	1,00	1137	1,88	1987	1,55	1990	4,80	4,090	4,40	3450	2,07	1821	1,95	1151	0,94	510	0,53	294	0,52	179
5	1,45	1750	1,87	2102	1,40	1615	1,98	1177	1,86	1240	4,76	4,610	4,18	3920	1,55	1731	1,95	1151	0,95	515	0,52	289	0,61	331
6	1,55	1830	1,93	1951	1,01	1160	1,84	1144	1,41	1310	4,74	4710	4,41	3435	2,08	1811	1,91	1137	0,89	480	0,51	285	0,50	430
7	1,52	1810	1,54	1798	1,51	1670	1,73	1056	1,11	1255	5,08	4,930	4,26	3760	1,55	1738	1,93	1056	1,83	435	0,45	258	0,56	446
8	1,98	1225	1,45	1600	1,45	1450	1,65	993	1,44	1000	5,14	5000	4,33	3810	1,94	1535	1,69	1012	0,85	458	0,42	242	0,51	381
9	2,60	1811	1,93	1976	1,48	1730	1,52	903	1,47	1030	5,02	4,790	3,91	3310	1,44	1240	1,69	986	0,83	447	0,42	245	0,46	407
10	1,53	1811	1,50	1734	1,37	1655	1,46	855	1,47	1010	4,90	4650	3,93	3335	1,46	1255	1,63	973	0,81	436	0,51	199	0,84	451
11	1,53	1765	1,60	1821	1,26	1530	1,97	1338	1,16	1450	4,87	4610	3,91	3335	1,45	1250	1,64	910	0,71	388	0,37	224	0,88	435
12	1,57	1801	1,44	1830	1,29	1685	1,53	1168	1,21	1680	4,85	4590	3,88	3270	1,51	1310	1,64	910	0,71	388	0,37	224	0,88	435
13	1,60	1831	1,14	1395	1,11	1355	1,52	1851	1,14	1620	4,82	4560	3,87	3295	1,47	1320	1,64	910	0,71	388	0,36	220	1,38	750
14	1,57	1801	1,07	1330	1,47	1810	1,54	1851	1,14	1620	4,82	4560	3,87	3295	1,47	1320	1,69	934	0,76	409	0,36	221	1,55	948
15	1,45	1685	1,08	1350	1,34	1815	1,66	1891	1,43	1550	4,81	4530	3,85	3290	1,45	1290	1,93	1235	1,44	737	0,75	409	1,38	845
16	1,35	1571	1,18	1440	1,57	1801	1,73	1962	1,31	1620	4,76	4510	3,83	3265	1,44	1285	1,58	737	0,73	419	0,35	205	1,38	776
17	1,30	1545	1,19	1450	1,47	1705	1,68	1811	1,41	1740	4,75	4505	3,83	3265	1,41	1255	1,51	745	0,78	419	0,32	205	1,44	837
18	1,01	1230	1,37	1570	1,44	1708	1,69	1924	1,37	1550	4,70	4515	3,82	3250	1,43	1251	1,42	811	0,76	409	0,31	197	1,47	861
19	1,97	1892	1,86	2095	1,11	1373	1,55	1891	1,41	1740	4,75	4505	3,82	3250	1,42	1245	1,44	737	0,76	409	0,31	205	1,40	808
20	1,98	1860	1,67	1901	1,18	1846	1,11	1871	1,61	1950	4,65	4430	3,84	3260	1,42	1241	1,32	801	0,71	387	0,31	197	1,35	775
21	2,10	1955	1,53	1762	1,98	1173	1,10	1862	1,53	1880	4,66	3761	3,98	3380	1,46	1290	1,32	801	0,70	430	0,30	195	1,36	739
22	1,36	1591	1,36	1660	1,93	1152	1,13	1891	1,58	2110	4,69	4520	3,70	3265	1,11	1465	1,12	1477	1,35	793	0,50	450	0,55	1,16	1,24	751
23	1,65	1791	1,20	1451	1,87	1169	1,57	1901	1,77	1460	4,93	4750	3,11	2965	1,11	1325	1,11	760	0,82	442	0,34	232	1,23	681
24	1,47	1795	1,11	1268	1,98	1347	1,52	2600	1,77	1460	4,77	4610	3,09	2985	1,11	1325	1,13	769	0,81	435	0,32	215	1,27	729
25	1,39	1678	1,12	1225	1,98	1256	4,01	3650	1,76	1440	4,64	4470	3,07	2965	1,06	1329	1,14	698	0,73	414	0,32	210	1,08	623
26	2,23	1480	1,82	1169	1,89	1185	4,56	3915	4,93	4690	4,64	4480	3,05	2990	1,01	1294	1,11	693	0,68	367	0,26	172	1,05	598
27	2,12	1417	1,77	1087	1,86	1144	4,29	3800	5,05	4830	4,61	4450	3,05	2990	1,04	1275	1,09	665	0,63	350	0,26	172	1,05	598
28	2,18	1435	1,84	1064	1,83	1135	4,10	3620	5,03	4810	4,57	4390	3,04	2980	1,09	1317	1,09	665	0,62	340	0,26	170	1,24	731
29	2,28	1526			1,74	1046	3,96	3345	5,06	4810	4,51	4110	3,04	2995	1,13	1419	1,11	687	0,60	337	0,28	178	1,23	721
30	1,57	1801			1,70	1032	4,14	3735	5,01	4830	4,49	4090	3,05	2990	1,13	1419	1,11	687	0,60	337	0,40	235	1,24	649
31	2,20	2025			1,76	1089			5,05	4830			3,05	2990	1,11	1419			0,59	335	0,42	245	1,21	628
																							1,15	640
DÉBIT MENSUEL	Total	50.242		52.652		54.188		57.854		136.465		134.050		96.080		54.394		25.970		13.256		7.828		12.834
	Moyen	1,781		1,880		1,554		1,921		4,370		4,369		3,099		1,754		866		421		254		408

4,944 m³/sec

Fig. 141. Tableau de débits

BCEOM CENTRAL INTERNET LIBRARY

Les débits journaliers sont ensuite totalisés mois par mois pour déterminer les débits moyens mensuels. Le débit moyen annuel est calculé à partir des 12 totaux mensuels en les ajoutant et en divisant le total par 365.

Lorsque les tableaux sont destinés à un annuaire hydrologique, ils peuvent comporter en outre les pluies mensuelles et annuelles à quelques stations caractéristiques du bassin, les débits moyens mensuels et annuels interannuels et les éléments principaux du bilan.

4. DONNÉES DE BASE

On rassemble sous cette dénomination un certain nombre de renseignements hydrologiques constituant les éléments essentiels du régime d'une rivière.

A) Débits moyens mensuels

Nous avons vu que ces débits sont obtenus, pour chaque année, en faisant la moyenne arithmétique des débits journaliers de chaque mois. La moyenne, sur la période d'observation, des débits en un mois déterminé donne *le débit moyen interrannuel* de ce mois. C'est ainsi que, pour le Niger à Koulikoro, on obtient le tableau de débits moyens interannuels suivants :

TABLEAU XXXVII

Période 1908-1956
Q (en m^3/s)

J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
431	216	114	74	108	396	1 293	3 346	5 296	4 412	1 951	831

En classant les débits mensuels d'un mois donné, on peut déterminer la fréquence de ces débits ou le débit correspondant à une fréquence donnée. Par exemple, pour le Niger à Koulikoro :

TABLEAU XXXVIII

Période 1908-1956
Q (en m^3/s)

Fréquences (%)	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
90	252	110	46	34	42	145	685	2 280	4 110	2 975	1 240	550
75	312	154	68	44	54	195	785	2 600	4 620	3 625	1 390	630
50	404	198	94	53	84	320	1 285	3 340	5 150	4 275	1 680	800
25	524	290	158	90	126	590	1 740	4 140	6 060	5 300	2 300	960
10	608	325	190	140	208	775	2 030	4 600	6 510	5 950	2 725	1 150

KUMASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Les fréquences 90 % et 75 % sont parfois indiquées symboliquement — 10 % et — 25 %, et les fréquences 10 % et 25 % : + 10 % et + 25 %. Cela signifie simplement que les premières sont prises *au non dépassement* et les secondes *au dépassement*. On dit aussi : 10 %, 25 % *en moins* et 10 %, 25 % *en plus*.

Le tableau ci-dessus est utilisé pour tracer les courbes représentatives de la figure 142. Ce réseau permet, en reportant sur le graphique une année déterminée, de *placer* aisément

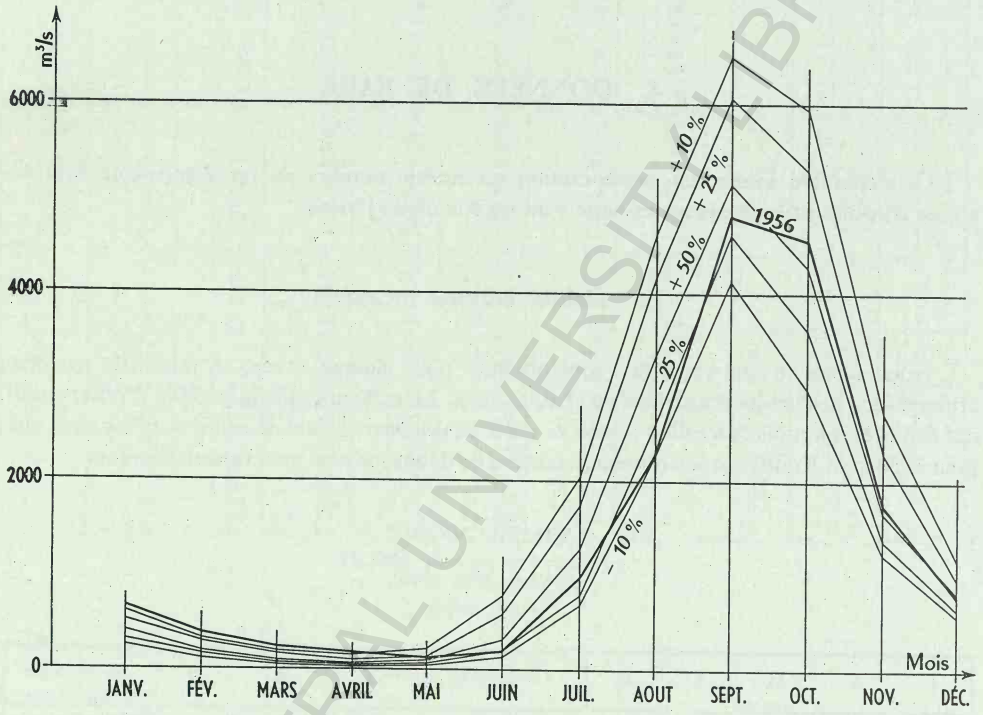


Fig. 142. NIGER à KOULIKORO Débits mensuels d'après leurs fréquences (Période de 1908 à 1956)

cette année parmi les observations portant sur une période plus ou moins longue. Nous ferons au sujet de ces courbes une remarque analogue à celle que nous avons faite pour les courbes *Intensité-durée-fréquence* : la courbe joignant les points de fréquence + 10 %, par exemple, ne représente absolument pas une année de fréquence + 10 %. Les valeurs des fréquences ne sont valables que pour chaque mois pris séparément. Seule la courbe de fréquence 50 % peut être considérée comme représentant une année médiane.

B) Module annuel

On a pris l'habitude d'appeler, assez improprement, *module annuel* le débit moyen de l'année. Il est calculé en additionnant les débits moyens journaliers (opération préparée lors du calcul des débits moyens mensuels) et en divisant le total par le nombre de jours de l'année. Les résultats sont donc légèrement différents de ceux que l'on obtiendrait en faisant la moyenne des débits mensuels.

On appelle *module interannuel* le véritable module de la rivière à la station considérée.

BOUASSON CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Au sens propre du terme, le module devrait se calculer sur un nombre infini d'années. On obtient une valeur approchée en le calculant sur la période d'observations que l'on possède. Si cette période est très courte (moins de 10 ans), ou si l'on désire le maximum de précision, on s'efforce soit d'introduire des corrections d'hydraulicité, soit d'étendre la période par des procédés que nous exposerons ultérieurement. Le module se calcule d'après les débits moyens mensuels interannuels en affectant chaque mois d'un coefficient proportionnel au nombre de jours du mois.

C) Hauteur de précipitation moyenne sur le bassin

Elle est déterminée pour chaque année par planimétrage du réseau d'isothyètes annuelles sur le bassin. Le problème a été traité au chapitre premier de cet ouvrage.

D) Déficit et coefficient d'écoulement

Lorsqu'il est tombé, sur un bassin, un volume de précipitation V_P en un temps T, pendant la même période, une partie s'est évaporée ou a été transpirée par les végétaux (V_E), une partie est définitivement perdue pour la rivière par infiltrations profondes (V_I) et le reste s'est infiltré pour aller alimenter les nappes ou s'est emmagasiné dans le lit de la rivière ou de ses affluents en attendant d'être restitué à l'exutoire (V_N).

Il existe d'autres destinations pour l'eau de pluie : par exemple l'interception par les végétaux et le remplissage des cavités naturelles imperméables dont le stock s'évaporera en partie par la suite. Mais ces cas particuliers peuvent être assimilés à l'une ou l'autre des éventualités déjà citées. D'autre part, nous négligerons les pertes V_I, plus rares, (relief karstique par exemple), ainsi que les pertes par inféroflux dans le lit même de la rivière au droit de la station. Dans ces conditions, l'équation du bilan peut s'écrire :

$$V_P = V_Q + V_E + V_N$$

Le terme V_N peut être positif ou négatif suivant que la période de durée T a vu un renforcement ou une vidange des réserves du bassin. Il est nul si l'état des nappes et des réserves du lit est le même au début et à la fin de la période considérée : c'est à peu près ce qui se passe lorslorsque l'on envisage un cycle hydrologique annuel complet, en régime tropical, allant d'un étiage à l'étiage de l'année suivante. Certains auteurs vont jusqu'à admettre explicitement que le volume emmagasiné dans les réserves est une fonction univoque du débit à la station en l'absence de ruissellement, ramenant ainsi le problème de l'écoulement des nappes et des réserves à celui de la vidange d'un réservoir. Cette hypothèse n'est pas absolument exacte, mais on est souvent obligé de la sous-entendre lorsqu'on établit des bilans, par exemple pour l'étude des écoulements globaux de crues.

Pour les *données de bases*, on établit en général le bilan du bassin sur une année qui se rapproche de l'année hydrologique mais en diffère légèrement pour des raisons de commodité. On ne peut en effet, dans un classement systématique, choisir autant de périodes de référence qu'il y a de stations. En ce qui concerne les régimes tropicaux, dans l'hémisphère Nord on adopte l'année calendaire et dans l'hémisphère Sud la période choisie s'étend du 1er juillet au 30 juin.

Pour l'établissement d'un bilan, il est plus commode de raisonner en hauteurs d'eau qu'en volume. Aussi a-t-on établi, pour les débits, la notion de *Lame d'eau équivalente*, définie comme la hauteur d'une nappe répartie sur une surface horizontale égale à la surface du bassin,

RSA CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

et de volume égal au volume écoulé à la station pendant la durée de la période (V_Q). On la désigne par la lettre H et on l'exprime en millimètres. Pour l'année, on a donc approximativement :

$$H_{mm} = \frac{Q_{m^3/s} \times 31{,}6 \times 10^3}{S_{km^2}}$$

S : superficie du bassin.

Q : module annuel.

Si on appelle P la pluviométrie moyenne sur le bassin pour l'année considérée, exprimée en millimètres d'eau, l'équation du bilan *pour un cycle complet* devient, en tenant compte des réserves que nous avons faites :

$$P = H + E$$

E étant l'évapotranspiration totale de l'année.

On appelle *déficit d'écoulement* et on désigne par la lettre D la différence, pour une période donnée, entre la précipitation moyenne sur le bassin et la lame d'eau écoulée à la station :

$$D = P - H$$

Le déficit comporte donc toutes les pertes dont nous avons déjà parlé. Dans l'hypothèse d'un cycle complet, avec $V_N = 0$, et en supposant négligeables les pertes par infiltrations profondes, le déficit est égal à l'évapotranspiration réelle.

Sur le tableau des données de base, on porte :

— la pluviométrie moyenne annuelle sur le bassin (mm);

— le déficit d'écoulement (mm);

— le coefficient d'écoulement : $R\,\% = 100\,\frac{H}{P}$.

E) Étiages, crues et débits caractéristiques

Pour une année déterminée, l'étiage absolu est le débit journalier le plus faible de l'année. Lorsque le régime hydrologique comporte deux saisons de hautes eaux (cas du régime équatorial), on indique également l'étiage secondaire (de petite saison sèche) qui se produit généralement en août pour l'hémisphère Nord.

Le débit caractéristique d'étiage (DCE) est le débit égalé ou non dépassé pendant 10 jours dans l'année, que ces jours se suivent ou non.

La *crue maximale* est le débit instantané le plus fort atteint dans l'année. Il est extrait du tableau *pointes de crues*. Cependant, lorsqu'il s'agit d'un grand bassin, à variations lentes, on ne commet pas d'erreur notable en utilisant le plus fort débit journalier. Il en est de même des crues dites *secondaires* qui sont également, en principe, des débits de pointes et sont choisies de façon à être sensiblement indépendantes les unes des autres.

Le débit caractéristique de crue (DCC) est le débit journalier égalé ou dépassé pendant 10 jours dans l'année.

Les données de base font état de 3 autres débits caractéristiques tirés de la liste ou de la courbe des débits journaliers classés :

— le DC 9, égalé ou dépassé pendant 9 mois dans l'année;

— le DC 6 ou *débit médian*, égalé ou dépassé 6 mois dans l'année;

— le DC 3, égalé ou dépassé pendant 3 mois dans l'année.

BCU LAUSANNE CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Territoire: CAMEROUN

FICHE DE DONNÉES DE BASE

Rivière : BENOUE Station : GAROUA

Surface B.V. : 64.000 Km²

Bassin 3: BENOUE

Année	Débits Moyens Mensuels en m³/s												Module m³/s	P mm	D mm	R %
	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Lame d'eau mm					
1951	24	7,0	1,7	0,62	2,9	43	201	953	1434	(1000)	207	29	(165)	334			
1952	12	6,4	1,1	0,47	10,2	57	201	718	1322	1009	176	75	(146)	295	1015	869	
1953	31	13	5,4	1,9	3,8	84	403	775	1285	570	92	32	(138)	279	1060	982	
1954	14	5,1	1,8	1,2	2,8	108	449	588	1910	1057	218	98	(184)	373	1175	992	
1955	41	19,6	6,2	4,6	9,1	96	347	1357	2345	1561	342	145	(259)	525	1180	934	
1956	40	16,8	8,2	5,5	4,4	33	238	958	1874	1161	157	74	(189)	382	1060	831	185
1957	40	20	10	3,2	15	161	393	1037	1634	1082	189	73	194	394	1125	931	17,2
1958	35	19,1	7,3	2,5	15,8	82	294	619	1392	674	108	49	139	281	1170	1031	11,9
1959																	
1960																	
1961																	
1962																	
1963																	

Année	ÉTIAGE (m³/s)				DÉBITS CARACTÉRISTIQUES (m³/s)					CRUES (m³/s)							
	Absolu		Secondaire		DCE	DC9	DC6	DC3	DCC	Maximum		Secondaires					
	Q	Date	Q	Date						Q	Date	Q	Date	Q	Date	Q	Date
1951	0,32	8-5			0,36	5,5	35	470	(1800)?	2125	27-9						
1952	0,42	25-4			0,46	4,8	66	390	1633	2042	25-9						
1953	0,70	7-5			1,0	15	60	390	1508	2108	2-9						
1954	1,0	27-4 ou 5-5			1,1	3,5	140	420	2031	2940	3-9						
1955	4,5	26-4			4,5	11,4	130	670	2515	3300	8-9	2530	8-10				
1956	3,6	1-6			4,1	8,4	59	362	2377	3027	19-9	2705	11-10				
1957	1,3	5 au 7-5			1,6	16	84	430	1747	2608	9-9	1145	20-8				
1958	0,8	10-4			1,3	17,6	52	272	1682	1872	2-9	1747	30-9	1134	12-9		
1959																	
1960																	
1961																	
1962																	
1963																	

Fig. 143. Fiche de données de base

BCU IASI CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Le DC 1 peut présenter quelque intérêt pour des problèmes de crue. Le DC 11 est souvent utilisé dans l'étude des basses eaux.

Les éléments du régime que nous venons d'énumérer sont consignés sur une fiche dite *de données de bases* qui comporte :

Au recto :

— les noms du bassin fluvial, de la rivière et de la station, la superficie du bassin versant.

Pour chaque année :

— les débits moyens mensuels et annuels;

— la lame d'eau écoulée, la pluie moyenne sur le bassin, le déficit et le coefficient d'écoulement.

Au verso :

Pour chaque année :

— l'étiage absolu et éventuellement l'étiage secondaire;

— les débits caractéristiques : DCE, DC 9, DC 6, DC 3, DCC;

— la crue maximale et quelques crues secondaires indépendantes choisies au-dessus d'un seuil fixé à l'avance. Lorsque le régime comporte deux saisons des pluies dans l'année, le maximum de chacune d'elles doit figurer sur le tableau.

On a vu un exemple de fiche de données de base figure 143.

RIVIÈRE : La BÉNOUÉ (Cameroun) — DÉBITS MOYENS INTERANNUELS — Station : GAROUA — N°

		J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Module
Report des totaux														
Report du nombre d'années														
Année :														
Période:	totaux	179	71,1	25,37	14,71	133,78	736	6726	27.365	49234	19578	2027	715	
1930 - 1956	nb. d'années	8	8	8	8	8	11	21	25	26	23	12	12	
	moyennes	22	8,9	3,2	1,8	16,7	67	320	1094	1894	851	169	60	377
Année : 1957		40	20	10	3,2	15	161	393	1037	1684	1032	189	73	394
Période:	totaux	219	91.1	35,37	17,91	148,78	897	7119	28392	50918	20660	2216	788	
1930-57	nb. d'années	9	9	9	9	9	12	22	26	27	24	13	13	25/1/59
	moyennes	24	10,1	3,93	2,0	16,5	75	324	1092	1886	861	171	61	379
Année : 1958		35	19,1	7,3	1,5	15,7	82	294	689	1392	670	108	49	351
Période:	totaux	254	110,2	42,67	19,41	164,38	979	7413	29081	52310	21530	2324	837	
1930 - 58	nb. d'années	10	10	10	10	10	13	23	27	28	25	14	14	2/6/60
	moyennes	25,4	11,0	4,27	1,94	16,5	75	323	1077	1868	853	166	60	375
Année :														
Période:	totaux													
	nb. d'années													
	moyennes													
Année :														
Période:	totaux													
	nb. d'années													
	moyennes													

Fig. 144. Feuille de calcul des débits interannuels

BCU WISCONSIN-MADISON UNIVERSITY LIBRARY

F) Préclassements

Outre une feuille de calcul des moyennes interannuelles (fig. 144), un graphique des modules ou de lames d'eau en fonction de la pluviométrie, un graphique des valeurs successives de l'estimation des modules interannuels calculées sur les différentes périodes depuis la mise en exploitation de la station, le dossier complet des données de base comporte 3 fiches de préclassement destinées à faciliter les études statistiques ultérieures.

Fiche de classement préalable des crues.

5 à 10 intervalles de classe étant choisis de manière à couvrir toute la gamme des maximums annuels possibles et à constituer une analyse pas trop grossière de l'échantillon, on inscrit chaque année le débit maximal dans la colonne affectée à la classe correspondante (fig. 145).

Brioux à Garonne.

Classement préalable des crues.

- 1000		1001 - 2000		2001 - 3000		3001 - 4000		4001 - 5000		5001 - 6000		6001 - 7000					
Année	Q	Année	Q	Année	Q	Année	Q	Année	Q	Année	Q	Année	Q				
		1937	1776	1930	2258	1931	3860	1935	4410			1948	6430				
		1944	1390	1932	2957	1933	3860	1938	4218								
		1950	1964	1942	2975	1934	3337	1946	4388								
		1955	1572	1949	2858	1936	3514										
				1951	2185	1941	3728										
				1952	2042	1943	3556										
				1953	2108	1945	3355										
				1954	2940	1947	3080										
				~~1955~~		1955	3300										
				1957	2608	1956	3027										

Fig. 145. Fiche de préclassement des crues

Fiche de classement des crues par éventualités.

Le classement se fait par tranches de 5 jours représentées chacune par une colonne. Supposons par exemple qu'en 1931 le débit maximal se soit produit le 27 septembre, on inscrit 1931 (27) dans la colonne 26 au 30 septembre. Un exemple est donné figure 146.

Brioux à Garonne.

Classement des crues par éventualités.

11-15/8	16-20/8	21-25/8	26-31/8	1-5/9	6-10/9	11-15/9	16-20/9	21-25/9	26-30/9	1-5/10	6-10/10	11-16/10
	1943 (19)		1934 (27)	1942 (2)	1932 (7)	1930 (13)	1936 (14)	1933 (24)	~~1934 (27)~~	1946 (4)		
			1948 (24)	1944 (4)	1935 (8)	1931 (11)	1938 (20)	1944 (23)	1939 (29)			
			1949 (29)	1953 (2)	1941 (6)	1945 (12)	1950 (18)	1952 (25)	1951 (27)			
				1954 (3)	1950 (7)	1947 (11)	1956 (19)					
				1958 (2)	1955 (8)							
					1957 (9)							

Fig. 146. Fiche de classement des crues par éventualités

BCU LSI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Fiche de classement préalable des modules.

Le mode de classement est le même que pour les crues (voir fig. 147).

Bénoué à Garoua -
Classement préalable des modules

200 - 250		251 - 300		301 - 350		351 - 400		401 - 450		451 - 500		501 - 550		551 - 600		601 - 650	
Année	Q	Année	Q	Année	Q	Année	Q	Année	Q	Année	Q	Année	Q	Année	Q	Année	Q
1944	(240)	1939	(280)	1933	(350)	1932	(365)	1930	(420)			1931	(510)	1948	556		
		1945	292	1938	(325)	1934	(380)	1935	(450)			1943	(510)				
		1949	254	1941	(315)	1936	(400)					1946	503				
		1952	295	1942	(350)	1954	373					1955	525				
		1953	379	1947	346	1956	382										
		1958	281	1950	329	1957	394										
				1951	334												

Fig. 147. Fiche de classement des modules

Tout ou partie des résultats hydrologiques sont publiés dans des annuaires hydrologiques dont nous parlerons dans le prochain chapitre.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

CHAPITRE VI

ORGANISATION RATIONNELLE D'UN SERVICE HYDROLOGIQUE

1. ORGANISATION GÉNÉRALE

La plupart du temps, les études hydrologiques se sont développées dans les différents pays du monde sous la poussée des besoins immédiats de façon, il faut le dire, plutôt anarchique. Elles étaient souvent le fait d'une sous-section d'un service administratif ou technique, public ou privé, rarement mises en œuvre par ce qu'on pourrait appeler un spécialiste de l'hydrologie. Cette structure ne s'est pas toujours améliorée et vouloir réformer cet état de fait se heurte à des obstacles très difficilement surmontables, surtout dans les pays très développés où la routine est une force avec laquelle il faut compter.

Dans les pays neufs, et ce disant nous pensons surtout aux jeunes États africains, le problème de la centralisation des études de base est plus aisé à résoudre. En fait, il a déjà été résolu dans la plupart d'entre eux, même, pour certains, avant l'accession à l'indépendance. La structure organique de ces services est pour l'instant très simple, pour ne pas dire embryonnaire : un chef de service, ingénieur hydrologue, ayant sous ses ordres un à cinq agents techniques confirmés, quelques aides (dessinateurs, opérateurs, hommes à tout faire), quelques manœuvres permanents et les observateurs d'échelles ou d'appareils météorologiques; souvent, pas de secrétaire. Si le service est particulièrement important, il peut y avoir un second ingénieur et plusieurs brigades disséminées à travers le pays.

Le chef de service, généralement installé dans la capitale pour faciliter ses contacts avec les autorités, établit les programmes concernant le réseau de base, contrôle l'exécution, prend directement en charge les études particulièrement délicates (il doit être rompu à tous les genres de mesures), prépare les conventions d'études particulières avec les différents services techniques (Travaux publics, Génie rural, etc.) et les organismes souvent étrangers chargés de les exécuter. C'est lui qui reçoit toutes les données d'observations, les collationne, en assure le classement et parfois l'interprétation.

Les agents techniques exécutent surtout les mesures sur le terrain; mais ils peuvent être chargés d'organiser telle campagne hydrologique, de faire ou de préparer des rapports techniques. C'est surtout à eux qu'incombe la surveillance du réseau d'observateurs.

Il faut ajouter à ceci le concours des experts étrangers appelés en consultation ou tenant le rôle d'ingénieurs-conseils auprès des services hydrologiques.

RESEARCH LIBRARY UNESCO

2. RÉSEAUX HYDROMÉTRIQUES

A) Réseau original

Lorsqu'il n'a pas été fait d'études hydrologiques extensives dans un pays, ou très peu, il est impossible de mettre en place un réseau rationnel. Seuls le bon sens et la connaissance géographique peuvent guider dans le choix des stations. Quant à leur densité, elle est toujours très faible au début; il est inutile de surcharger un service naissant dont les rouages ne sont pas encore bien rodés.

En fait, l'hydrologue qui installe une première ébauche de réseau n'est pas tout à fait libre de son choix. Son premier rôle, nous l'avons déjà souligné, est de recenser et de remettre en état les stations exploitées avant son arrivée, en rechercher les observations anciennes et, s'il en a la possibilité, en reprendre l'exploitation pour le compte de son propre service. Parmi ces stations, un certain nombre, observées depuis très longtemps, seront le pivot des études hydrologiques pendant encore de longues années, avant que des périodes suffisantes soient disponibles à d'autres stations de base; de toutes façons, elles ne seront jamais détruites même si d'autres points paraissent plus intéressants à étudier. On constate du reste, et c'est assez naturel, que les échelles observées depuis très longtemps sont généralement bien situées.

Le réseau ancien est rarement suffisant pour permettre la mise en place d'un réseau rationnel définitif. La seconde tâche immédiate de l'hydrologue créateur du service est donc de le compléter. En ce point de l'évolution du service, il convient de distinguer deux cas suivant la nature du réseau hydrographique.

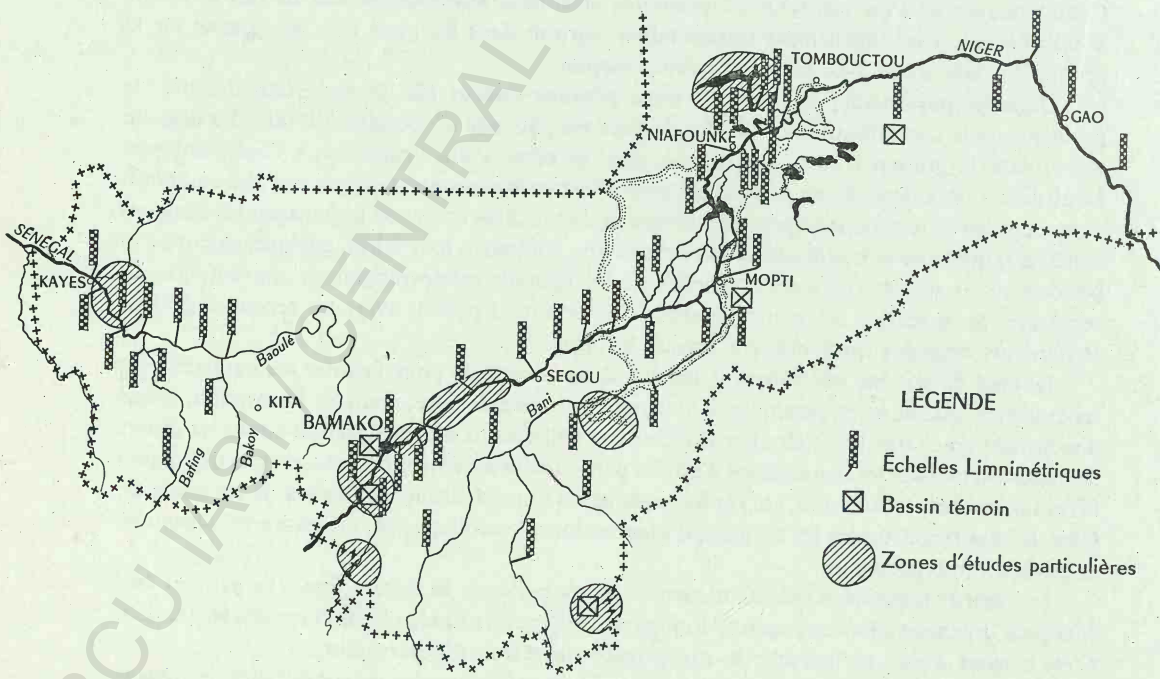


Fig. 148. Réseau hydrométrique de la République du MALI (sauf les zones désertiques)

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

a) L'intérêt du pays est tourné vers un fleuve unique et les éléments hydrographiques de son bassin versant. Il existe une dépendance étroite entre les stations situées d'amont en aval sur le cours principal. Le schéma du réseau est simple : stations assez largement espacées sur le fleuve lui-même, une ou deux stations sur chacun des principaux affluents et sous-affluents.

La figure 148 montre un cas typique de ce genre, celui de la République du Mali : un centre d'intérêt nettement primordial, le Niger, et un centre d'intérêt secondaire, le Sénégal. Sur le Niger, les échelles sont trop nombreuses pour une fin purement hydrologique : un certain nombre d'entre elles sont utilisées en stations purement limnimétriques pour l'étude des lignes d'eau. Dans la rationalisation du réseau, il est probable qu'une fois les corrélations dûment établies, une partie des échelles seront réformées ou déplacées. Par contre, les échelles de la cuvette lascutre seront maintenues et leur nombre sera même augmenté pour l'étude des lacs de la rive droite; le réseau des affluents devra être renforcé.

b) Le pays est parcouru par une quantité de fleuves côtiers du même ordre d'importance, ou par des rivières morphologiquement très différentes appartenant à divers bassins fluviaux.

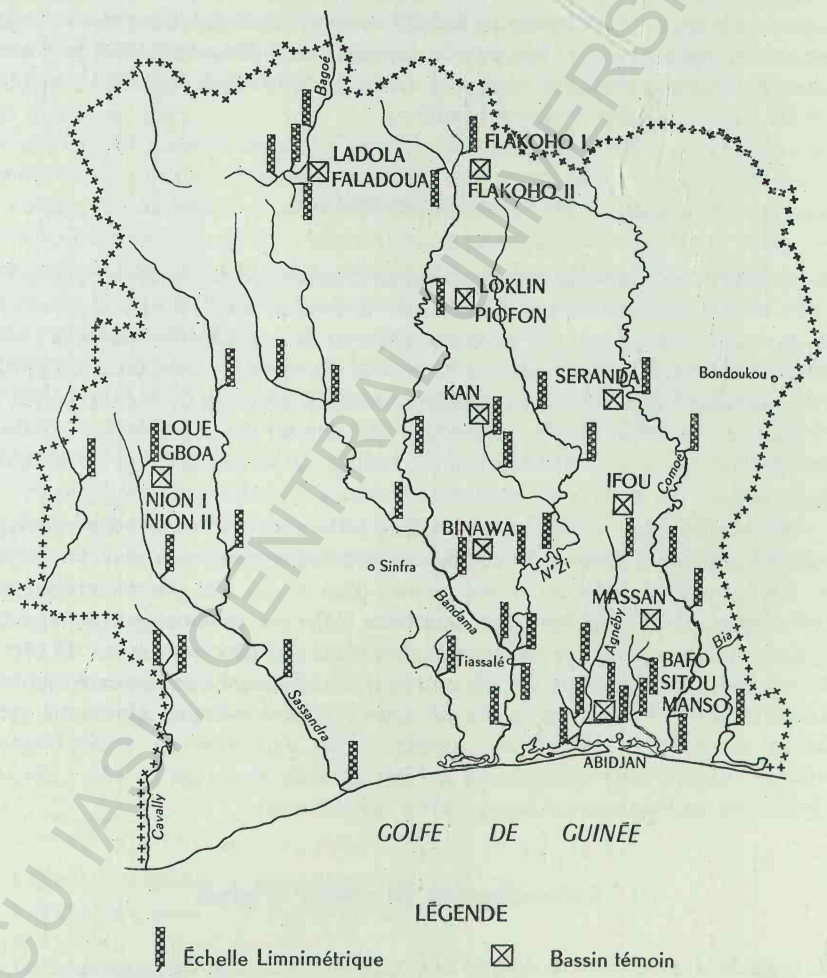


Fig. 149. Réseau hydrométrique de la République de COTE D'IVOIRE

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Le processus d'établissement du réseau est à peu près le même que dans le cas précédent mais conduit à une densité plus forte des stations (exprimée en stations ou fractions de station par 1 000 km²). Reporté sur une carte, le réseau donne une impression d'homogénéité plus grande.

La figure 149 montre l'exemple de la République de Côte d'Ivoire. Certains bassins fluviaux très étendus avec des modes d'alimentation très variés, des affluents très importants, se comportent plutôt de cette manière, le fleuve lui-même relevant cependant d'une conception de type *a*). C'est en particulier le cas du Congo.

Nous appellerons *réseau original* ce réseau d'essai correspondant au premier établissement du service hydrologique. Il est très loin de la perfection mais son exploitation pendant au moins 10 ans est indispensable pour *voir clair* dans les régimes et fournir les indications nécessaires à la mise en place du réseau de base rationnel définitif. Dans les États africains d'expression française, un certain nombre de réseaux établis directement ou indirectement par l'Orstom arrivent maintenant à la fin de ce stade. Il faudra donc, dans les années à venir, se préoccuper de leur rationalisation.

Les réseaux originaux actuellement en activité ne comportent que des stations contrôlant des bassins relativement étendus; ceux dont la superficie est inférieure à 1 000 km² sont peu nombreux et quelques-uns seulement mesurent moins de 500 km². L'étude des petits bassins a été abordée par la voie des bassins-échantillons.

B) Bassins-échantillons

Dans la phase de transition qui suit l'installation d'un service, les bassins de petites dimensions (moins de 200 ou 300 km² pour les régions tropicales) sont presque toujours étudiés en dehors du réseau original, par des procédés différents dans lesquels les mesures pluviométriques intensives jouent un grand rôle. Les méthodes d'hydrologie analytique, en particulier celle de l'hydrogramme unitaire, y sont largement utilisées. Le choix de l'emplacement de ces bassins est basé sur des conditions physiques bien plus que sur des considérations statistiques, mais après la rationalisation et l'étoffement du réseau, un échantillonnage au hasard peut intervenir.

Des bassins-échantillons sont souvent installés à l'occasion d'études particulières, pour l'agriculture, les débouchés d'ouvrages routiers ou pour déterminer avec plus de précision le coefficient d'écoulement de telle partie mal connue d'un bassin plus grand susceptible d'alimenter une retenue, etc. Lorsqu'on désire connaître l'effet sur le bilan hydrologique ou sur les crues d'une mise en culture, d'un procédé anti-érosif, du déboisement ou de tout autre aménagement, le bassin-échantillon devient un bassin expérimental que l'on exploite quelques années à l'état naturel, puis quelques années après la transformation. Une autre méthode d'exploitation du bassin expérimental consiste à lui adjoindre un bassin-témoin, de caractéristiques voisines mais qu'on laisse à l'état naturel, tandis qu'au cours des ans on effectue différentes transformations sur le bassin expérimental.

C) Rationalisation du réseau original

Il est extrêmement difficile de donner des consignes générales de rationalisation. On a tenté d'aborder le problème sous l'angle économique; il se pose alors de la façon suivante :

— l'obtention d'un renseignement hydrologique, par exemple le débit moyen annuel

BCU IAV CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

à une station, coûte en moyenne une certaine somme k, soit nk pour n renseignements recueillis à une ou plusieurs stations;

— l'erreur que l'on peut faire sur l'estimation d'une donnée hydrologique entraîne un coût : s'il s'agit d'une sous-estimation, celui des valeurs potentielles perdues (sous-estimation de facteurs productifs : débits moyens) ou celui des réparations (sous-estimation de facteurs destructifs : crues); s'il s'agit d'une surestimation, celui des frais d'investissement trop élevés. Ce coût est inversement proportionnel à $\sqrt{n}$.

On peut alors forger un coût total en fonction de n que l'on minimisera pour déterminer la valeur optimale de n. En fait, cette méthode d'approche est peu fructueuse parce que, d'une part il est très difficile, pour ne pas dire impossible, surtout dans un pays peu développé et pour l'ensemble d'un réseau, de définir un coût de l'erreur, et que, d'autre part, le nombre n de renseignements est distribué à la fois dans le temps (nombre d'années d'observations) et dans l'espace (nombre de stations) : il faut donc tenir compte des corrélations entre stations, c'est inextricable.

Un autre mode d'approche, préconisé par W. B. LANGBEIN (*), consiste à fixer d'avance le budget du service. Cela revient à dire : l'État accorde tant pour les études hydrologiques, comment tirer le meilleur parti du budget alloué? Avant d'aller plus loin, il nous faut donner un aperçu de la manière dont s'articule un réseau rationnel, quelle que soit la méthode utilisée pour le mettre en place.

On sait que les données recueillies sur telle station de telle rivière ne sont pas absolument indépendantes de celles que l'on peut recueillir à une autre station de la même rivière ou d'une rivière voisine. Il peut même se faire qu'il existe une très forte corrélation entre ces deux séries de données. Le coefficient de corrélation varie en principe à l'inverse de la distance séparant les centres de gravité des bassins contrôlés par chacune des stations. Mais il varie aussi suivant la surface des bassins considérés; en outre, il est différent si l'on change de bassin ou si l'on reste sur le même cours d'eau.

L'existence même du coefficient de corrélation montre qu'il n'est pas nécessaire d'installer un nombre extravagant de stations pour connaître l'hydrologie d'une région. Par contre, il faut pouvoir déterminer en chaque point d'un cours d'eau, la relation de régression existant avec une station voisine. Le schéma général d'un réseau rationnel doit donc être le suivant :

— un nombre n_1 de stations principales ou de premier ordre observées sans arrêt durant une période indéfinie : elles constituent le *réseau de base.*

— un nombre n_2 de stations secondaires, ou de deuxième ordre, observées durant quelques années, puis déplacées.

Chaque station de second ordre (2) est étudiée en corrélation avec une station de premier ordre (1). Le nombre N_r d'années d'observations nécessaires pour atteindre une précision donnée dépend de la corrélation r entre 1 et 2 et du nombre d'années d'observations en 1. Langbein admet que la période étendue réelle de 2 en tenant compte de 1 est égale à :

$$N = \frac{T}{1 + \frac{N_e}{N_r - 2}(1 - r^2)}$$

où N_r : nombre d'années d'observations sur 2.

T : nombre d'années d'observations sur 1.

$N_e = T - N_r$.

(*) W.B. LANGBEIN : Hydrologic data networks and methods of extrapolating or extending available hydrologic data, in *Hydrologic networks and methods.* Flood control series, n° 15, pp. 13-41. Publication de l'O.M.M., Bangkok, 1960.

ROYAL INSTITUTE LIBRARY

r le coefficient de corrélation entre 1 et 2 pour la donnée hydrologique considérée.

Il suppose en outre que $1 - r^2$ est approximativement égal à :

$$\frac{0{,}4\,k^2\,A}{n_1}$$

avec

k : accroissement de l'écart-type des valeurs estimées d'après la corrélation, par kilomètre de distance entre les centres de gravité des bassins versants;

A : surface totale de la région étudiée;

n_1 : nombre de stations de premier ordre.

La résolution du problème consiste à *maximiser* le gain d'information, c'est-à-dire la valeur $N - N_r$, pour un certain nombre de valeurs de n_1. Parmi toutes les solutions obtenues, on choisit celle qui fournit le plus grand nombre vrai de stations-années, compte tenu des résultats obtenus par corrélation, pour une période déterminée, étant donné que le nombre total de stations principales et secondaires doit être égal à un nombre n fixé à l'avance : hypothèse des crédits imposés.

La technique de mise en place du réseau consiste donc à réserver d'office une partie des crédits à l'équipement et à l'exploitation des stations principales et secondaires, ce qui revient à fixer le nombre total de ces stations : les calculs ci-dessus permettraient d'organiser le réseau de façon à en tirer le meilleur parti possible. Le reste des crédits doit être utilisé à l'équipement et à l'exploitation de bassins échantillons qui, selon Langbein, pourraient être choisis selon un échantillonnage au hasard.

Cette méthode ne nous paraît pas être la meilleure pour les pays tropicaux en voie de développement. En effet, la manière dont est mené le calcul suppose au départ que le réseau sera tout de même assez dense et surtout que l'on pourra répartir à volonté les stations sur le bassin. Or, l'installation des stations de jaugeage est liée très étroitement aux conditions d'accès. L'échantillonnage au hasard des bassins-échantillons ne se justifie que s'ils sont assez nombreux, sinon on risque d'avoir pendant longtemps une idée fausse des caractéristiques d'écoulement sur de faibles superficies dans la région étudiée. Le fait de fixer arbitrairement les crédits alloués à l'hydrologie, qui est dans l'esprit même de la méthode, ne se conçoit que dans des pays où le service hydrologique a un rôle purement exécutif et suppose, soit que des économistes se sont au préalable penchés sur la question, soit que l'État agisse par voie d'autorité sans trop se préoccuper des besoins réels du pays. Dans la plupart des États en voie de développement, le service hydrologique a, au contraire, un rôle de promoteur; c'est lui qui fait sa demande de crédits et pour la faire il doit avoir résolu le problème du réseau : il ne peut donc pas introduire dans ses calculs un élément qui ne sera connu qu'après coup.

Ce que nous retiendrons de cette méthode, c'est l'utilisation systématique du coefficient de corrélation entre stations. Au moyen des résultats obtenus à partir du réseau original, on établira le plus possible de coefficients de corrélation que l'on pointera sur une carte. Pour cette opération, il faudra distinguer entre bassins moyens (1 000 à 10 000 km² pour l'Afrique), grands bassins (10 000 à 100 000 km²) et très grands bassins (plus de 100 000 km²); on devra également mettre dans une classe à part les stations situées le long de grands fleuves. La considération des coefficients de corrélation permettra de déterminer l'importance du réseau de base et l'implantation des stations de premier ordre. On peut par exemple se fixer que le coefficient de corrélation entre deux stations de base voisines ne doit pas être inférieur à 0,7.

Pour les stations secondaires mobiles, on se fixera leur nombre à priori : entre 1 et 2 fois le nombre de stations principales suivant l'importance économique de la région et surtout les possibilités d'installation. La durée de la période d'observation pourrait se déterminer en étudiant la répartition statistique du coefficient de corrélation. Pour bien faire, il faudrait choisir

une période de durée suffisante pour avoir un intervalle de confiance de 95 %. En fait, cela conduirait en général à des périodes trop longues qui enlèveraient tout intérêt à la notion même de station secondaire. En Afrique, par exemple, on peut se contenter de 10 ans d'observations communes dans le cas général, 7 ou 8 ans pour des stations situées sur un même grand fleuve.

Évidemment, si les crédits demandés sont diminués d'office, on peut alors se retourner vers la méthode de Langbein pour établir une répartition optimale des disponibilités.

Il reste alors à déterminer le nombre et l'implantation des bassins-échantillons. Souvent, un certain nombre de ceux-ci sont imposés par des besoins immédiats : on s'efforce alors de les intégrer dans l'ensemble des études générales. Les autres seront choisis non pas au hasard, mais en étudiant sérieusement les caractères morphologiques, les caractères des sols et de la végétation. Les études doivent durer de 3 à 5 ans sur chaque bassin, suivant les résultats obtenus au cours des différentes campagnes. Il est généralement avantageux de grouper les bassins-échantillons par lots de 2 ou 3 de superficies différentes : l'exploitation ne coûte pas beaucoup plus cher que pour un seul et cette solution permet d'étudier la variation des caractéristiques hydrologiques en fonction de la surface du bassin. Au cours des années successives, on s'efforce, dans les changements de bassins, de varier le plus possible les conditions naturelles des sites. Quant au nombre de bassins à mettre simultanément en activité, il dépend surtout de l'étoffement au Service compatible avec les conditions économiques : un retard dans les études est moins désastreux que pour le réseau de base, surtout à partir du moment où quelques campagnes ont déjà été faites dans les différentes régions naturelles du pays ou des pays voisins.

3. RÉSEAUX HYDROMÉTÉOROLOGIQUES

Alors qu'une station hydrologique intègre des résultats concernant une surface plus ou moins étendue, la station hydrométéorologique mesure des valeurs ponctuelles dans l'espace. On conçoit que les principes d'établissement du réseau soient différents.

Ces principes varient d'ailleurs avec les éléments d'information auxquels on s'intéresse. Pour la pluviométrie, par exemple, si l'on a besoin de renseignements sur les pluies journalières, on ne peut pas compter établir des corrélations entre postes qui ne sont utilisables en général que pour des distances relativement faibles : un réseau construit sur un principe analogue à celui des stations de jaugeage conduirait infailliblement à un nombre prohibitif d'appareils pour l'ensemble du territoire. Par contre, d'un ensemble de pluviomètres, il se dégage des caractéristiques communes concernant la répartition statistique dans le temps des pluies journalières. Si on s'intéresse aux pluies annuelles, la notion de corrélation peut jouer, mais l'écart-type est souvent important et les périodes d'observations de stations secondaires volantes devraient être très longues, ce qui leur enlève tout intérêt.

Pour les autres éléments de la climatologie, température, humidité, insolation, etc., la dispersion est beaucoup plus faible que pour la pluviométrie. Il ne sera donc pas nécessaire de prévoir autant de stations. On est donc amené tout naturellement à concevoir une division des stations suivant le nombre de facteurs climatiques mesurés à ces stations. Pour les pays tropicaux nous proposons :

Stations de premier ordre :

— rayonnement global (solaire direct de courte longueur d'onde);
— insolation;
— nébulosité;

— rayonnement net;
— température de l'air;
— température du sol;
— pluie (pluviographe journalier et pluviomètre);
— humidité de l'air;
— évaporation latente;
— évaporation sur bac (avec pluviomètre au sol et température de l'eau);
— humidité du sol (éventuellement);
— pression barométrique;
— vent (totalisateur).

Stations de second ordre (ou stations évaporométriques) :

— insolation;
— nébulosité;
— température de l'air;
— humidité de l'air;
— pluie (pluviographe journalier et pluviomètre);
— évaporation latente;
— évaporation sur bac (avec pluviomètre au sol et température de l'eau);
— vent (totalisateur);
— pression barométrique.

Stations de troisième ordre (ou postes pluviométriques) :

— pluie (pluviomètre).

Les stations de premier ordre exigent l'achat d'un matériel onéreux et l'exploitation doit être faite par un personnel très qualifié, en particulier pour les mesures de rayonnement. En première étape, leur densité sera très faible : dans les pays en voie de développement une pour 2 à 500 000 km^2; il faudrait cependant que chaque État en équipe au moins deux.

Les stations de second ordre sont moins chères d'installation et peuvent être suivies par un personnel moins compétent. Dans les pays en voie de développement, à faible densité de population, tels que ceux d'Afrique Occidentale, il serait raisonnable d'en prévoir une pour 50 000 à 100 000 km^2.

Les postes pluviométriques devraient être beaucoup plus nombreux. Cependant, la densité minimale demandée par Langbein (2 stations pour 1 000 km^2) n'est guère réaliste pour la plupart des pays tropicaux : les indemnités accordées aux lecteurs sont peu importantes, le travail fourni par chacun d'eux étant minime, mais, bien qu'on puisse se contenter de gens d'une instruction tout à fait modeste, on sera loin de pouvoir recruter une telle densité d'observateurs. Heureusement, les climats tropicaux sont beaucoup plus homogènes que ceux des zones tempérées, et en particulier les pluies y sont plus régulières, tout au moins en Afrique. Une densité souhaitable serait d'une station pour 2 000 km^2, mais en bien des cas on devra se contenter d'une station pour 5 000 et même pour 10 000 km^2. Dans la distribution du réseau, on aura soin de tenir compte des particularités climatiques de chaque région naturelle de l'État : c'est ainsi que, si on en a la possibilité, on devra augmenter la densité des pluviomètres installés dans les zones montagneuses au détriment du réseau de plaine. Dans les îles, surtout si celles-ci sont montagneuses, le densité doit être bien supérieure. Nous citerons le cas de la Réunion où la pluviométrie annuelle varie de moins de 1 m à plus de 10 m en quelques kilomètres. On ne saurait alors atteindre quelque précision à moins d'un pluviomètre pour 5 ou 10 km^2.

En plus des stations du réseau de base, des stations de tous ordres, ainsi que des pluviographes isolés, sont installés sur les bassins-échantillons pendant la durée de leur exploitation.

BOUVIER CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

C'est à partir de ces réseaux miniatures très dense (avec une densiié pouvant atteindre et même dépasser 1 appareil par kilomètre carré) que sont faites les études de corrélations spatiales à l'échelle de l'averse.

4. ÉTUDES GÉNÉRALES SPORADIQUES

Tout service hydrologique actif est amené un jour ou l'autre à entreprendre des études spéciales touchant à la recherche fondamentale ou appliquée et durant quelques mois ou quelques années. Les bassins-échantillons, que nous avons intégré au réseau, en sont un exemple. En poussant plus loin dans la recherche, on passe au stade du bassin expérimental et à celui de l'étude générale des échanges hydriques air-sol. Des études sur la propagation des crues, le bilan des lacs, etc., peuvent également être classées dans cette catégorie, suivant l'esprit dans lequel on les fait.

L'hydrologue qui dirige ces études doit se doubler d'un chercheur et ne plus se contenter d'être un technicien et un organisateur chargé de l'application de méthodes déjà établies.

5. ÉTUDES PARTICULIÈRES

Nous entendons par là toutes les études effectuées en vu d'une application directe dans un domaine quelconque (agriculture, Génie rural, Navigation, Production hydroélectrique, etc.). Plusieurs processus sont alors utilisés :

— Envoi sur le terrain d'une mission d'études émanant d'un organisme national ou étranger (société d'étude privée, organisme d'État spécialisé dans la recherche hydrologique et ses applications, etc.).

— Mission de coopération internationale (O.N.U., F.A.O., etc...).

— Prise en charge des études directement par le Service hydrologique.

La dernière solution n'est possible que pour des aménagements peu importants, à moins que le service possède une section spéciale pour ce genre d'études, section justifiée par un échelonnement sur une longue période d'une série importante de projets.

La cession des études par le maître du projet se fait sous forme de convention qui peut prendre des aspects très variés. Si le projet est complexe et fait appel à plusieurs spécialistes, le maître du projet peut faire appel à différentes sociétés ou organismes ou confier l'ensemble des études à une seule société traitant elle-même la partie principale afférente à sa spécialité (souvent: Génie civil) et sous-traitant chacune des autres parties à des sociétés spécialisées, les organismes polyvalents étant très rares. S'il s'agit d'un aménagement très important, c'est généralement la première solution qui est adoptée.

Quelle que soit la formule adoptée, les spécialistes de l'hydrologie ont tout intérêt à travailler en liaison avec le Service hydrologique national ou régional.

Il ne doit pas y avoir de cloisons étanches entre ces diverses manifestations de l'activité des hydrologues. Une étude particulière peut très bien être partiellement intégrée dans le réseau; il peut également s'en dégager des éléments utiles à la recherche fondamentale. Quant à l'activité des réseaux et la recherche fondamentale, leur but final est de fournir des données de base et des méthodes d'approche pour l'élaboration des projets.

UNIVERSITY LIBRARY

6. CLASSEMENT DES DONNÉES HYDROLOGIQUES

Le classement est un élément essentiel de l'activité d'un service. Lorsque ce dernier a pris une certaine extension, on peut dire sans exagération qu'un document non classé ou mal classé est un document perdu. De toute façon, un mauvais système de classement diminue considérablement le rendement d'un bureau central. Il faut prendre également l'habitude de dater tous les documents et non pas seulement les feuilles de relevés : ils s'en trouveront valorisés.

Nous avons déjà exposé, au chapitre premier de cet ouvrage, le système de classement adopté par le Service hydrologique de l'Orstom pour les données pluviométriques. Les données hydrologiques se classent en trois étages :

A) Fichier des stations

Chaque station d'observation possède une fiche signalétique de format 125 × 200 indiquant :

Au recto :

L'État dans lequel elle est située;
Le bassin dont dépend le cours d'eau, indiqué par le nom du fleuve ou de la rivière principale.
Le nom du cours d'eau.
Le nom de la station.
Les coordonnées de la station.
La surface du bassin limité par la station.
Les jaugeages effectués avec :

- leur numéro (pour faciliter le report sur la courbe de tarage);
- la date à laquelle ils ont été effectués;
- la cote relevée à l'échelle durant le jaugeage ou les cotes relevées avant et après le jaugeage;
- le débit mesuré;
- différentes observations portées soit sous forme d'abréviations, soit sous forme de renvois.

L'existence, dans le dossier hydrologique, d'une courbe de tarage est indiquée par un T après *jaugeages*.

Au verso :

Les relevés d'échelles existant au dossier hydrologique, par an et par mois, indiqués par des compostages en croix pour les relevés complets, en diagonale pour les relevés incomplets, dans des cases réservées à cet usage.
Les différentes indications relatives à l'échelle : date de mise en service, calage du zéro (avec éventuellement la cote absolue et la cote des repères de nivellement), les changements d'échelle, etc.

Le meuble de classement est un fichier métallique à tiroir au format des fiches. Les fiches sont classées dans l'ordre suivant :

BCU WSI CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

(1) États par ordre alphabétique (s'il s'agit d'un classement dans le cadre d'une fédération);

(2) Bassin par ordre alphabétique dans (1);

(3) Rivière - Fleuve ou rivière principale d'abord, puis par ordre alphabétique dans (2) pour affluents et sous-affluents;

(4) Stations par ordre alphabétique dans (3).

Les grandes rivières sont en général séparées du bassin fluvial et considérées elles-mêmes comme des fleuves : Oubangui, Sangha, Bénoué, Logone...

B) Dossiers hydrologiques

Il existe, pour chaque station, un dossier subdivisé en quatre sous-dossiers.

1. Sous-dossier *lectures d'échelles*, comportant lui-même un certain nombre d'intercalaires, à raison de 1 par année d'observations. Dans ces intercalaires sont classés les originaux;
2. Sous-dossier *jaugeages*, dans lequel on dépose les comptes rendus de mesures;
3. Sous-dossier *courbes de tarage*;
4. Sous-dossier *débits*, contenant les feuilles de débits et les barèmes de traduction.

Les dossiers sont conservés, seuls ou à plusieurs suivant leur importance, dans des chemises cartonnées extensibles (à sangles), dont l'endos porte le bordereau du contenu. Éventuellement, les dossiers comportent des chemises *généralités*.

Le classement des dossiers est horizontal : il s'effectue dans des meubles métalliques à clapets.

C) Fichier des données de base

Les deux premiers étages du classement hydrologique ne comportent que des données brutes, des résultats de mesures. Dans le troisième étage, on ordonne ces résultats, on procède à certains classements et à certaines réductions. On prépare ainsi l'interprétation et l'utilisation pratique des observations et on dégage certaines caractéristiques essentielles du régime.

Nous avons exposé au chapitre précédent le processus de leur établissement. Ces données sont reportées sur des fiches cartonnées constituant les éléments du dossier *données de base* qui comprend au total pour chaque station :

— 1 fiche dite *de données de base*;

— 1 feuille de calcul des moyennes interannuelles;

— 1 fiche de classement préalable des crues;

— 1 fiche de classement des crues par éventualités;

— 1 fiche de classement préalable des modules;

— 1 graphique des déficits et lames d'eau (ou des modules) en fonction de la pluviométrie;

— 1 graphique des valeurs successives des modules interannuels suivant les périodes.

Ces documents sont classés en dossiers suspendus (classement vertical), dans des bacs roulants pour faciliter leur emploi.

BCU LAUSANNE CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

7. ANNUAIRES HYDROLOGIQUES

Un annuaire hydrologique contient tout ou partie des observations hydrologiques effectuées dans l'année. Deux formules sont actuellement en vigueur :

— Celle qui consiste à donner tous les éléments bruts d'information recueillis à toutes les stations : relevés limninétriques, jaugeages effectués, modifications subies par les échelles au cours de l'année (notamment les changements de zéro).

— Celle qui consiste à faire une sélection des stations jugées les plus importantes pour lesquelles on donne les débits journaliers et les éléments du bilan annuel.

A notre avis, la première forme convient très bien aux publications du Service hydrologique d'un État, d'une Province ou d'un Territoire. Elle présente l'avantage, si l'annuaire est fait sérieusement et les documents originaux dûment critiqués, de fixer définitivement les données brutes sous une forme particulièrement accessible. Ces annuaires peuvent être présentés sous une forme rudimentaire (ronéotypés) et constituer simplement un répertoire de relevés sans additions ni commentaires.

La seconde forme peut être réservée à une publication couvrant un ensemble d'États. Elle peut être réalisée soit dans le cadre d'une fédération, soit par l'intermédiaire d'un organisme de coopération. Elle demande beaucoup plus de travail mais présente l'avantage de fournir au lecteur des données directement utilisables. La présentation est plus soignée, c'est un ouvrage de librairie. Le planing d'un tel annuaire comportera par exemple (annuaire de l'Orstom) :

Pour chaque station :

— ses caractéristiques géographiques : situation, relief (sous forme de la répartition hypsométrique), sa superficie, un aperçu sur la géologie et la végétation;
— un court historique relatant en particulier les changements de zéro, la date d'installation, etc.;
— les caractéristiques morphologiques de la rivière au droit de la station;
— le nombre de jaugeages effectués depuis la mise en service et les débits extrêmes mesurés;
— une carte du bassin versant;
— un tableau des débits journaliers, mensuels et annuels; pour les deux derniers, les valeurs interannuelles;
— les éléments du bilan hydrologique;
— la plus forte crue observée;
— un graphique des débits journaliers avec les pointes de crues et la courbe des débits classés;
— un graphique des fréquences des débits moyens mensuels permettant de situer facilement l'année observée.

Une liste complète des stations par bassin avec les dates des périodes d'exploitation, la superficie du bassin contrôlé, les noms des organismes exploitant l'échelle ou le limnigraphe; cette liste peut être avantageusement illustrée par les cartes des réseaux hydrologiques;

Les relevés des hauteurs d'eau pour les stations intéressant la navigation;

Les températures à quelques stations météorologiques (valeurs de l'année et normales).

Un commentaire sur l'hydraulicité de l'année.

Éventuellement, quelques articles sur des questions d'hydrologie scientifique ou appliquée.

BCU LAUSANNE UNIVERSITY LIBRARY

8. LA COOPÉRATION INTERÉTATS

Il est rare que les lignes de partage des eaux de grands bassins fluviaux aient été prises comme limites entre États et il est assez curieux d'entendre parler d'un fleuve comme *frontière naturelle* alors que du point de vue de l'économie interne comme de celui de la géographie, il n'en est pas de plus antinaturelle. Nous avons déjà évoqué, à l'occasion du réseau hydrographique, les difficultés qui pouvaient survenir lors de la mise en pratique d'un traité fixant une telle frontière.

Considérons maintenant un bassin fluvial : il forme un ensemble géographique harmonieusement équilibré. Tout ce qui se passe dans la partie amont a une grande influence sur le régime aval. Coupons ce bassin en deux par une frontière perpendiculaire au cours principal et demandons au Service hydrologique de la moitié aval d'étudier le régime du fleuve. Si la frontière est étanche, si l'hydrologue ne peut espérer obtenir de renseignements du pays amont, il va se trouver dans la position d'un garçon devant attraper un ballon qui lui est lancé n'importe quand et n'importe comment par une personne cachée derrière un mur. Si la frontière est le fleuve lui-même, sa situation sera encore pire car au lieu d'une condition limite, il en aura autant qu'il existe d'affluents sur la rive opposée à son État.

Nous avons choisi là un cas simple où deux États seulement sont en cause. Mais parmi les grands fleuves africains, prenons l'exemple le plus typique, celui du Niger, et dressons la liste des États intéressés par son bassin :

Guinée	Dahomey
Côte d'Ivoire	Nigeria
Mali	Cameroun
Haute-Volta	Tchad
Niger	

Lorsqu'on étudie un grand bassin morcelé entre différents États, il est donc indispensable non seulement d'échanger les renseignements hydrologiques mais, dans toute la mesure du possilbe, de dresser un plan commun d'études. Cette coopération peut se concevoir de diverses manières :

— Par entente directe entre États. Cette solution est possible lorsque le nombre d'États intéressés est très limité : pratiquement pas plus de deux; c'est ainsi que, pour le Haut-Niger, la République de Guinée autorise celle du Mali à exploiter le réseau situé sur son territoire.

— Par la formation de comités d'études pour un bassin déterminé. Citons la M.A.S. (Mission d'Aménagement du Sénégal), la M.E.A.N. (Mission d'Études et d'Aménagements du Niger), le Comité du Mékong (sous le patronage de l'O.N.U.).

— Par la création de Comités interétats dont la compétence s'étend à un continent ou une fraction de continent. Ce sont surtout des organismes de planification des études entre États possédant des intérêts communs et formant une unité géographique plus ou moins bien définie.

Le mode d'action de ces organismes est extrêmement varié, depuis le simple échange d'informations jusqu'à la participation directe aux études et le contrôle total des réseaux, en passant par le rôle d'ingénieur-conseil ou de coordinateur. Il est parfois utile de les superposer, l'action des uns complétant celle des autres. C'est ainsi que, dans l'exemple du Sénégal, les études directes sont assurées par la M.A.S.; elles intéressent un Comité interétats pour la

coordination avec les États d'expression française de la même bande climatique, la C.C.T.A. (*) pour la coordination avec tous les États africains au Sud du Sahara et l'A.I.H.S. (**) qui met en contact les hydrologues sur le plan mondial et, par ses symposiums au sein de l'U.G.G.I. (***), leur permet des liaisons avec les spécialistes s'occupant des autres disciplines de la Physique du Globe.

Le rôle de la coopération interétats ne se borne pas à l'exploitation en commun de bassins fluviaux intéressant plusieurs états. Elle a d'autres préoccupations telles que les études de synthèse sur de vastes ensembles climatiques présentant des caractères communs et éventuellement l'installation de réseaux d'études générales, pour l'hydrométéorologie par exemple. Ces institutions présentent d'autant plus d'intérêt que le morcellement politique des régions naturelles est plus poussé, chaque État ne pouvant saisir par sa propre action qu'une vue fragmentaire des problèmes généraux : la mise en commun des résultats acquis permet une exploitation plus rationnelle, donc plus profitable et plus économique.

(*) Commission de Coordination technique de l'Afrique du Sud du Sahara.
(**) Association internationale d'Hydrologie scientifique.
(***) Union géodésique et géophysique internationale.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

CHAPITRE VII

BASSES EAUX

1. ÉTUDE DU TARISSEMENT

On appelle *tarissement* d'une rivière la décroissance des débits correspondant à la vidange des nappes en dehors de toute précipitation. Les régimes de basses eaux et d'étiages seront donc conditionnés par la répartition temporelle des averses, s'il y en a, durant la ou les saisons sèches, l'état de remplissage des nappes en fin de saison des pluies et la loi de tarissement de la rivière.

Il est d'usage de mettre cette loi de tarissement sous une forme analytique, ce qui, de fait, est assez pratique pour traiter certains problèmes. Les justifications que l'on donne de la forme de ces lois ne sont pas des démonstrations et s'appuient sur des hypothèses physiques beaucoup trop simplistes. Elles sont cependant *dans le sens* du phénomène et méritent à ce titre d'être exposées.

On peut assimiler le tarissement à la vidange d'un réservoir à travers un bouchon poreux (fig. 150). D'après la loi de Darcy, on peut écrire :

$$q = k \, \mathrm{P} \, \frac{s}{\mathrm{L}} \, h \qquad \text{(1-VII)}$$

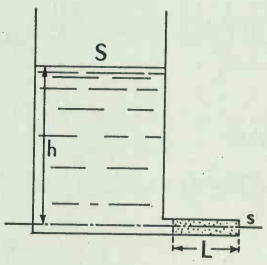


Fig. 150.

k : perméabilité spécifique

P : porosité du bouchon

s et L : section et longueur du bouchon

D'autre part, un débit q pendant un temps dt se traduit dans le réservoir par une baisse de niveau dh telle que, S étant la section du réservoir, on ait :

$$\mathrm{S} \, dh = - \, q \, dt \qquad \text{(2-VII)}$$

Or, d'après (1-VII), $dh = \dfrac{\mathrm{L}}{k \, \mathrm{P} \, s} \, dq$ et, en posant $\dfrac{k \, \mathrm{P} \, s}{\mathrm{S} \, \mathrm{L}} = \alpha$:

$$\frac{dq}{q} = - \, \alpha \, dt \qquad \text{(3-VII)}$$

BOU IASTCEN RAL UNIVERSITY LIBRARY

d'où, si on part d'un instant t_0 :

$$Lq - Lq_0 = -\alpha (t - t_0)$$

et

$$q = q_0 e^{-\alpha (t - t_0)} \qquad (4\text{-VII})$$

On notera que α a la dimension de l'inverse d'un temps $[T^{-1}]$.

Une approche plus rationnelle consiste à écrire les équations de l'écoulement dans une caisse de sable de largeur infinie, de longueur L et ayant une paroi perforée. Soit une section d'abscisse x (fig. 151), h la hauteur de l'eau rapportée à une surface supposée horizontale et

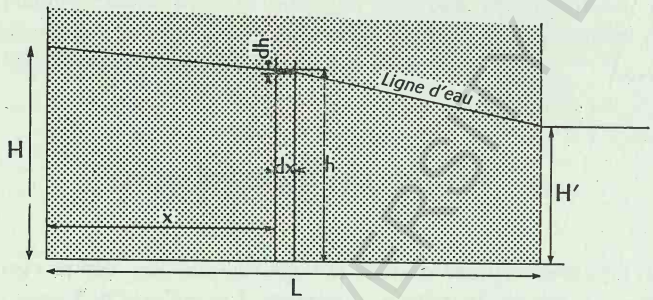


Fig. 151.

imperméable, H la hauteur de l'eau au droit de la paroi pleine, H' la hauteur de l'eau à la paroi perforée. Dans la section x on peut, en appliquant la loi de Darcy, écrire :

$$q = -k\,h\,\frac{dh}{dx} \text{ (débit par unité de longueur)} \qquad (5\text{-VII})$$

d'où

$$\int_H^h h\,dh = -\frac{1}{k}\int_o^x q\,dx$$

$$\text{et} \quad h^2 = H^2 - \frac{2}{k}qx \quad \text{ou} \quad h = \sqrt{H^2 - \frac{2}{k}qx} \qquad (6\text{-VII})$$

qui est l'équation de la ligne d'eau pour un débit q. Le volume d'eau contenue dans le sable par unité de largeur est donc égal à :

$$P\int_0^L \sqrt{H^2 - \frac{2}{k}qx}\,dx = \frac{kP}{3q}\left[H^3 - (H^2 - \frac{2}{k}qL)^{\frac{3}{2}}\right] \qquad (7\text{-VII})$$

P étant la porosité.

Si le niveau H baisse de dH, le nouveau volume sera :

$$\frac{kP}{3q}\left\{(H - dH)^3 - \left[(H - dH)^2 - \frac{2}{k}qL\right]^{\frac{3}{2}}\right\} \qquad (8\text{-VII})$$

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

ou, en négligeant les infiniment petits d'ordre supérieur :

$$\frac{kP}{3q}\left\{ H^3 - (H^2 - \frac{2}{k}qL)^{\frac{3}{2}} - 3H\,(H - \sqrt{H^2 - \frac{2}{k}qL})\,dH \right\} \qquad (9\text{-VII})$$

La diminution de volume provoquée par une descente dH correspond au volume écoulé pendant le temps dt que dure cette descente. C'est-à-dire que :

$$\frac{kP}{q} H\,(H - \sqrt{H^2 - \frac{2}{k}qL})\,dH = -q\,dt \qquad (10\text{-VII})$$

Or, l'équation (6-VII) montre que $H^2 - \frac{2}{k}qL = H'^2$ ou $H^2 = H'^2 + \frac{2}{k}qL$ (11-VII)

H' représente dans la nature le niveau dans le réseau hydrographique au cours du tarissement : sa variation est relativement faible par rapport à celle de H;

et
$$dH \# \frac{1}{k} L \frac{dq}{\sqrt{H'^2 + \frac{2}{k}qL}} \qquad (12\text{-VII})$$

Or, d'après (11-VII), si H' est petit devant H, ce qui est pratiquement toujours vérifié, il est également petit devant $\frac{2}{k}qL$ et on peut écrire :

$$H = \sqrt{\frac{2}{k}qL} \qquad (13\text{-VII})$$

et
$$dH = \sqrt{\frac{L}{2k}} \frac{1}{\sqrt{q}}\,dq \qquad (14\text{-VII})$$

d'où l'équation différentielle :

$$K\,dq = -q^{\frac{3}{2}}\,dt \qquad (15\text{-VII})$$

avec
$$K = P\sqrt{\frac{2L^3}{k}}$$

Si q_0 est le débit à l'instant initial t_0, on a donc, en posant $\mu = \frac{1}{2K}$

$$q = q_0\left[1 + \mu\sqrt{q_0}\,(t - t_0)\right]^{-2} \qquad (16\text{-VII})$$

Chacune de ces lois comporte en fait deux paramètres, t_0 pouvant être choisi arbitrairement. Il suffit donc de deux points de la courbe de tarissement pour les déterminer. On a tracé sur la figure 152 les courbes correspondant aux formules (4-VII) et (16-VII) pour un tarissement caractérisé par les deux points suivants :

$t = 0$, q $= 100$ m³/s

$t = 25$ jours, $q = 25$ m³/s

BOUASSI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

On a choisi arbitrairement $t_0 = 0$, ce qui entraîne $q_0 = 100$ m³/s. Ces unités, mètres cubes par seconde pour les débits et jours pour les temps, sont généralement celles qui sont utilisées dans les problèmes de tarissement; leur choix n'est pas indifférent car les paramètres α et μ sont dimensionnels $\left(\alpha \sim \left[T^{-1}\right]\right.$ et $\left.\mu \sim \left[L^{-\frac{3}{2}} T^{-\frac{1}{2}}\right]\right)$.

On obtient les formules :

$$q = 100e^{-0{,}0554t}$$

et

$$q = 100\,[1 + 0{,}04\,t]^{-2}$$

La figure 152 montre que la différence entre les deux méthodes est assez sensible. La forme exponentielle a été généralement adoptée : il faut reconnaître qu'elle est souvent vérifiée par

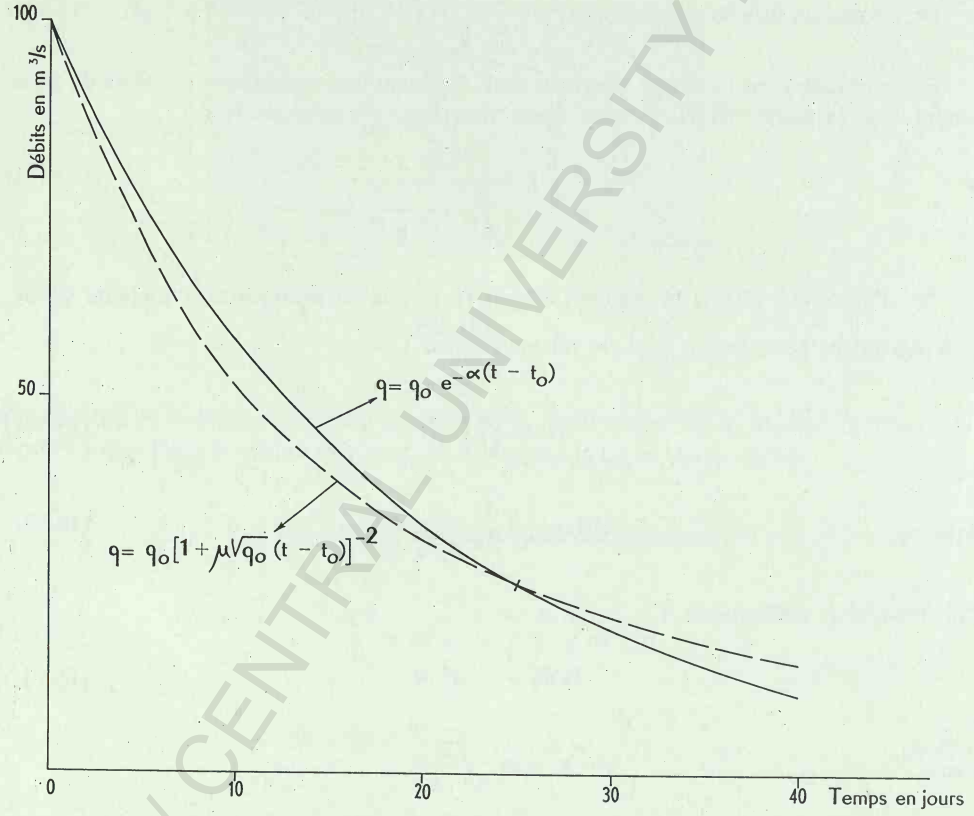


Fig. 152. Lois de tarissement

les observations, bien que l'autre forme procède d'un modèle apparemment plus adéquat. Il ne faut pas perdre de vue que, dans les deux cas, la schématisation est extrêmement grossière. En réalité, la vidange d'une nappe ne ressemble que de très loin à celle d'un réservoir à travers un bouchon poreux. Le schéma de la caisse de sable serait plus adéquat mais, d'une part, les conditions aux limites sont traitées de façon un peu cavalière et, d'autre part, l'isotropisme que suppose le raisonnement est loin d'être observé dans la nature.

Supposons donc que la loi exponentielle soit la vraie loi de tarissement d'une réserve souterraine donnée. Une rivière est en général alimentée par plusieurs nappes, ou tout au moins par une nappe variée dans sa distribution comme dans la perméabilité du terrain qu'elle

BOUWDIENST / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

occupe. Si l'on fait partir le tarissement d'un instant donné t_0 et que l'on n'insiste pas trop sur les temps de propagation, le débit de tarissement de la rivière à l'instant t sera une somme d'exponentielles :

$$q = q_1 e^{-\alpha_1 (t-t_0)} + q_2 e^{-\alpha_2 (t-t_0)} + \dots q_n e^{-\alpha_n (t-t_0)} \qquad (17\text{-VII})$$

es valeurs α_i et q_i correspondant aux diverses réserves du bassin versant. Le développementr en série de l'expression (17-VII) s'écrit :

$$q = \left(\sum_1^n q_i\right) - (t-t_0) \sum_1^n q_i \alpha_i + \frac{1}{2!}(t-t_0)^2 \sum_1^n q_i \alpha_i^2 \dots \qquad (18\text{-VII})$$

Si d'autre part on admet une loi exponentielle pour l'ensemble du bassin, on doit pouvoi écrire :

$$q = \left(\sum_1^n q_i\right) e^{-\alpha (t-t_0)} \qquad (19\text{-VII})$$

c'est-à-dire en développant :

$$q = \left(\sum_1^n q_i\right) - \alpha (t-t_o) \sum_1^n q_i + \frac{1}{2!} \alpha^2 (t-t_0)^2 \sum_1^n q_i \dots \qquad (20\text{-VII})$$

On devrait donc avoir en identifiant les termes :

$$\alpha = \frac{\Sigma q_i \alpha_i}{\Sigma q_i}, \quad \alpha^2 = \frac{\Sigma q_i \alpha_1^2}{\Sigma q_i} \dots \qquad (21\text{-VII})$$

Ces identités ne sont rigoureusement vérifiées que si $\alpha_1 = \alpha_2 \dots = \alpha_n$, c'est-à-dire si les errains sont homogènes. Sinon, on peut poser : $\alpha_1 = \overline{\alpha} + \varepsilon_i$, $\overline{\alpha}$ étant la moyenne $\frac{\Sigma \alpha_i}{n}$ des coefficients de tarissement des différentes réserves ou des bassins élémentaires. La condition (21-VII) devient alors :

$$\alpha = \overline{\alpha} + \frac{\Sigma q_i \varepsilon_i}{q_i}, \quad \alpha^2 = \overline{\alpha}^2 + 2\,\overline{\alpha} \frac{\Sigma q_i \varepsilon_i}{\Sigma q_i} + \frac{\Sigma q_i \varepsilon_i^2}{\Sigma q_i}, \text{ etc.} \qquad (22\text{-VII})$$

Or, chaque α_i est petit par rapport à l'unité. ε_i est encore plus petit *en valeur absolue moyenne* puisqu'il désigne l'écart de α_i à la moyenne $\overline{\alpha}$. On peut montrer que, ceci étant, on commet une erreur négligeable en remplaçant $\frac{\Sigma q_i \varepsilon_i^2}{\Sigma q_i}$ par $\left(\frac{\Sigma q_i \varepsilon_i}{\Sigma q_i}\right)^2$ même si α varie assez largement. Il en est à fortiori de même pour les termes de troisième ordre et plus. Il en résulte que les équations (22-VII) ne sont pas incompatibles; il suffit de prendre :

$$\alpha = \overline{\alpha} + \frac{\Sigma q_i \varepsilon_i}{\Sigma q_i} \qquad (23\text{-VII})$$

Si tout se passe bien, si l'alimentation des nappes est suffisante et homogène sur l'ensemble du bassin, c'est-à-dire si toutes les nappes ont, non pas la même puissance, ce qui serait impossible, mais des puissances semblables au début du tarissement (condition du même

PCU IISC CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

départ initial), la loi de tarissement sera exponentielle. Le phénomène est moins rare qu'on pourrait le supposer au vu des clauses restrictives que nous avons introduites tout au long de cet exposé. Nous citerons le cas du Niger supérieur pour lequel la loi de tarissement exponentielle se retrouve bien d'une année à l'autre avec des valeurs de α très voisines les unes des autres : il y a même constance de ce paramètre pour les divers affluents du fleuve dans son bassin supérieur (tableau XXXIX).

TABLEAU XXXIX

Valeurs du coefficient de tarissement pour les bassins du Niger supérieur et du Bani

NIGER	
Niger à Faranah	0,022
Niger à Kouroussa	0,023
Niger à Dialakoro	0,022
Niger à Siguiri	0,022
Niger à Koulikoro	0,024
Niandan à Baro	0,021
Milo à Konsankoro	0,016
Milo à Kankan	0,019
Sankarani à Mandiana	0,017
Sankarani à Gouala	0,020
Tinkisso à Tinkisso	0,017-0,032
BANI	
Baoulé à Bougouni	0,025
Baoulé à Dioïla	0,024
Bani à Douna	0,016
Bani à Bénény-Kégny	0,0094
Bani à Sofara	0,014

Pourtant, il n'en est pas toujours ainsi. Lorsque la moyenne des $|\varepsilon_i|$ est grande (bassin très hétérogène), il peut se faire, si l'alimentation en eau des nappes par les pluies n'est pas suffisante, que les réserves s'assèchent les unes après les autres. Si l'on représente alors le tarissement par une loi du type exponentiel, le coefficient de temps α n'est plus une constante. Les figures 153 et 154 montrent deux exemples de tarissement de ce type : le Kouilou à Sounda et la Bouenza à Moukouloulou (République du Congo).

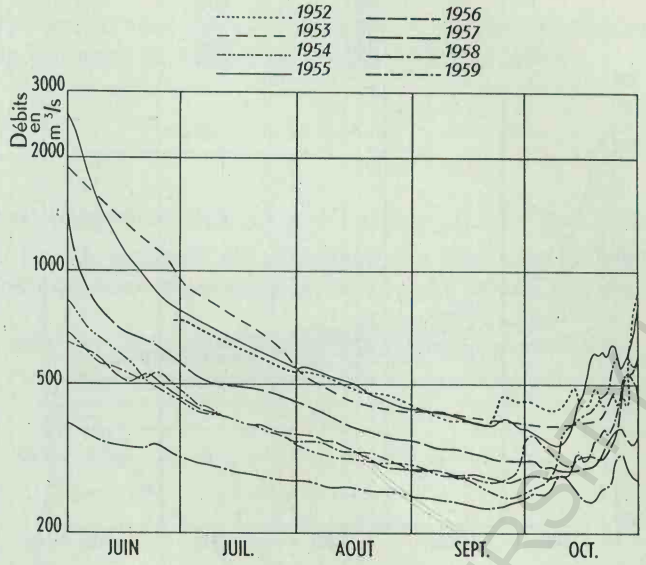
L'hétérogénéité du sous-sol peut se manifester d'une autre façon sur l'allure du tarissement lorsqu'elle se double d'une alimentation des réserves très irrégulières dans l'espace et dans le temps. On observe alors des courbes de tarissement approximativement exponentielles, α étant constant au cours du tarissement d'une année ou d'une crue donnée, mais variant par paliers pour chaque année. Une valeur de α correspond alors à l'alimentation préférentielle de telle ou telle partie du bassin : c'est le cas du Mangoky au Banian (République Malgache).

Ajoutons enfin que le coefficient α ne semble pas dépendre de la superficie du bassin; seul le terme q_0 est affecté par cette caractéristique.

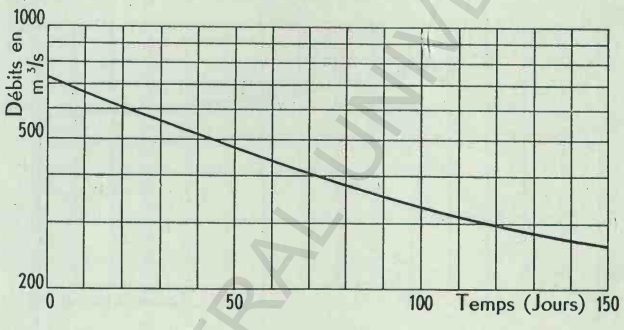
Dans le cas où la loi du tarissement pur, $f(t)$, est constante d'une année sur l'autre et que, par conséquent on peut la définir comme une caractéristique du bassin, sa connaissance permet d'évaluer le stock d'eau disponible contenu dans les réserves souterraines à un instant t_0 à partir du débit q_0 correspondant à cet instant. Le volume de ce stock est en effet égal à :

$$\int_{t_0}^{\infty} f(t)\, dt \qquad \text{(24-VII)}$$

BOTSWANA NATIONAL UNIVERSITY LIBRARY



COURBES DE TARISSEMENT

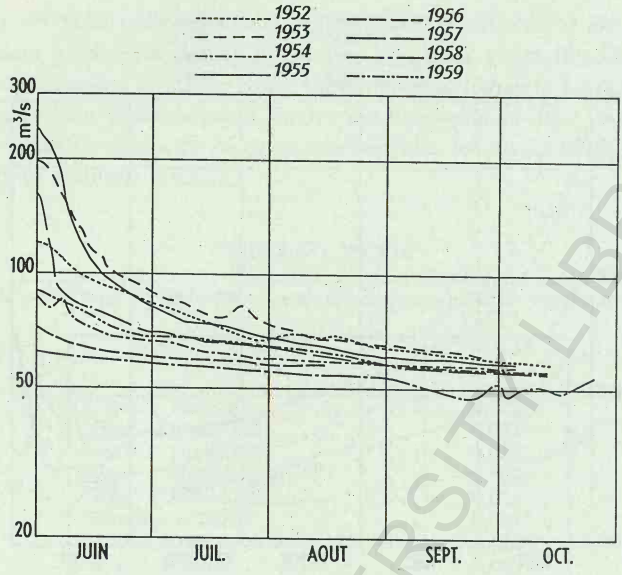


COURBE TYPE DE TARISSEMENT

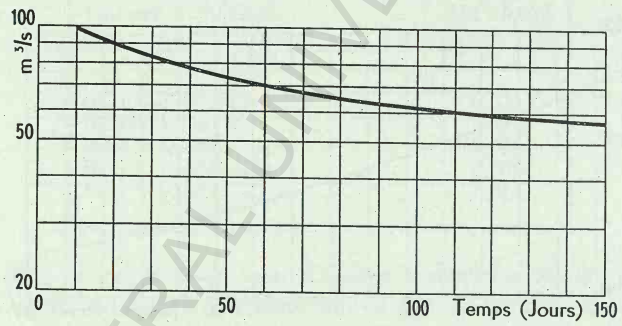
VARIATION DU COEFFICIENT DE TARISSEMENT

Fig. 153. Tarissement du KOUILOU à SOUNDA

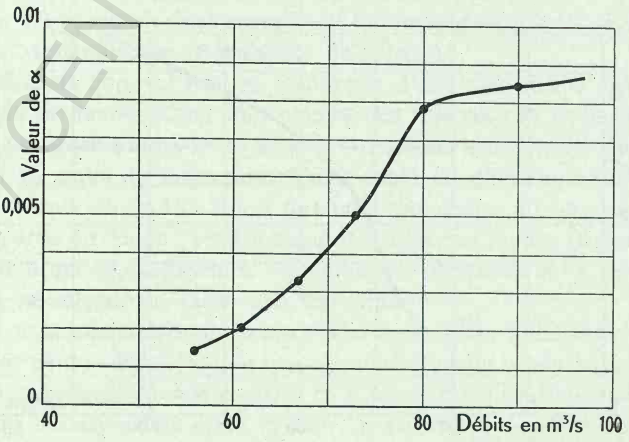
BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY



COURBES DE TARISSEMENT



COURBE TYPE DE TARISSEMENT



VARIATION DU COEFFICIENT DE TARISSEMENT

Fig. 154. Tarissement de la BOUENZA à MOUKOULOULOU

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

En particulier, si l'analyse des données permet d'attribuer au débit une loi de décroissance exponentielle, on aura, en prenant t_0 comme origine des temps :

$$\text{volume du stock} = q_0 \int_0^{\infty} e^{-\alpha t}\, dt = \frac{q_0}{\alpha} \qquad \text{(25-VII)}$$

Ceci n'est évidemment exact que pour un instant t_0 situé dans la période de tarissement.

Ce qui précède est relatif au tarissement pur, c'est-à-dire en l'absence de toute pluie parasite. Des précipitations survenant au cours de la vidange des réserves peuvent, suivant

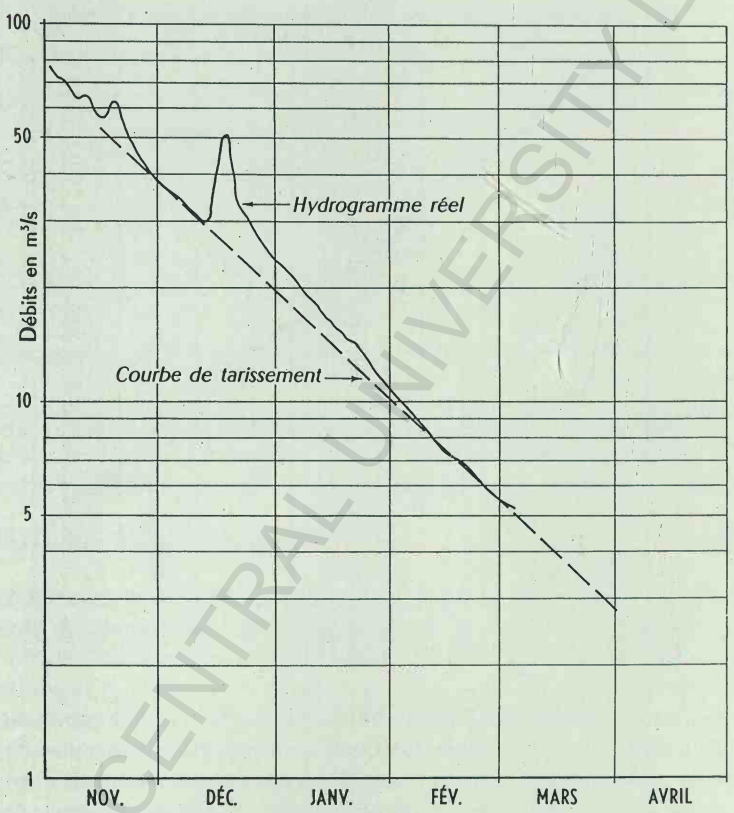


Fig. 155. Exemple de tarissement interrompu par une crue tardive (le Niger à Faranah en 1956-1957)

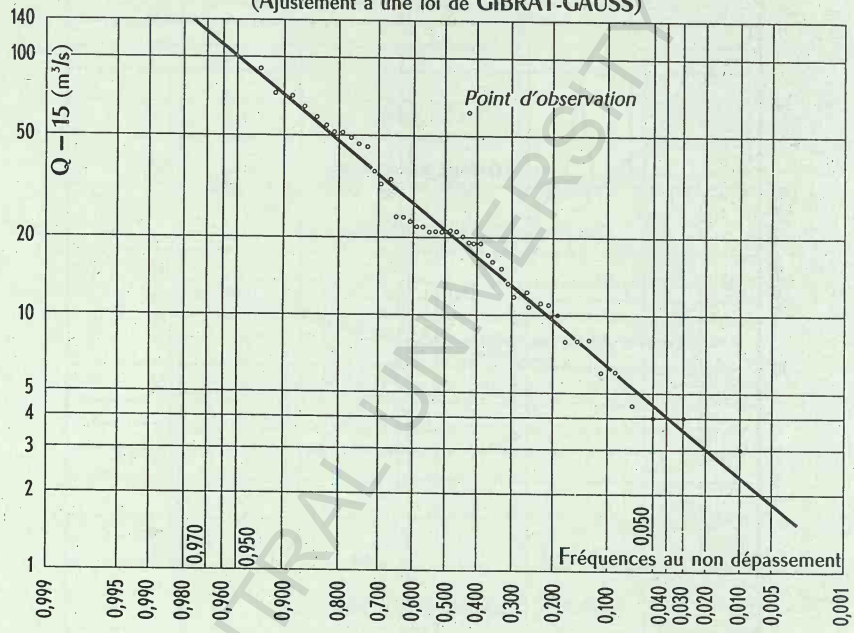
leur importance et leur intensité, retarder le tarissement ou donner une dentelle de pointes de crues sur l'hydrogramme de décrue. S'il s'agit de précipitations isolées, l'action peut être provisoire et l'hydrogramme peut rattraper la courbe de tarissement au bout d'un temps plus ou moins long; la figure 155 montre l'exemple d'une telle crue survenue tardivement en décembre 1956 sur le Haut-Niger à la station de Faranah. Au contraire, des précipitations importantes et répétées peuvent recharger suffisamment les réserves pour provoquer un décalage dans le temps de la courbe de tarissement : on dit alors que le tarissement ou l'étiage est *soutenu* par ces précipitations.

RUTGERS CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

2. ÉTIAGES ET DÉBITS DE BASSES EAUX

L'étiage absolu d'une rivière pour une année donnée est par définition le débit le plus faible de l'année : c'est le point d'aboutissement de la courbe de tarissement juste avant le démarrage de la saison des pluies. Il n'est donc bien défini que pour les rivières accédant au tarissement vrai, c'est la grande majorité des cas. Des bassins d'une certaine importance, très arrosés toute l'année, même pendant la ou les saisons dites sèches, peuvent néanmoins ne pas connaître ce tarissement pur, tout au moins pas tous les ans : c'est le cas de certains cours

Fig. 156. Répartition statistique des étiages absolus du Niger à Koulikoro (Ajustement à une loi de GIBRAT-GAUSS)



d'eau de la côte est de Madagascar; la notion d'étiage absolu est alors purement statistique et se rattache de façon beaucoup moins nette aux caractéristiques physiques du bassin.

La notion de débits de basses eaux est très floue : elle dépend essentiellement de la durée de la saison sèche et de la nature du problème traité. S'il s'agit par exemple de calculer le débit d'équipement d'une centrale strictement au fil de l'eau, seul l'étiage absolu comptera, sauf si l'on admet qu'il peut y avoir des défaillances, auquel cas il faudra étudier leur importance et leur répartition statistique. La notion de débits caractéristiques prend alors une grande importance; pour une étude particulière de basses eaux appliquée à un aménagement, on calcule en général les débits caractéristiques de 10 jours, 20 jours, 30 jours, etc.; il est rare qu'une analyse plus fine soit nécessaire.

Les étiages absolus et les différents débits caractéristiques de basses eaux se répartissent souvent assez bien suivant une loi de Gauss dans laquelle la variable réduite est une fonction de ces débits. Sous les climats tropicaux, la loi de Galton constitue généralement un modèle statistique satisfaisant. Nous avons vu que cette loi s'obtient à partir de celle de Gauss par un changement de variable réduite : $u = a \log (q - q_0) + b$. C'est ainsi que les étiages absolus du Niger à Koulikoro sont distribués suivant cette loi avec $q_0 = 15$ m³/s, $a = 2{,}43$ et

$b = -3{,}22$. La figure 156 montre la position des points d'observation par rapport à la droite théorique d'ajustement sur un graphique gausso-logarithmique.

Cependant, la distribution statistique des débits d'étiage ou de basses eaux peut ne pas être unimodale. Ce phénomène se produit dans le cas où les réserves souterraines d'une partie d'un bassin, toujours la même, peuvent s'épuiser totalement certaines années, cette partie étant morphologiquement très différente et une discontinuité très marquée étant observée entre les coefficients de tarissement. Il y a alors superposition de deux ou plusieurs lois de distribution, correspondant chacune à un phénomène distinct et, si les modes de ces différentes

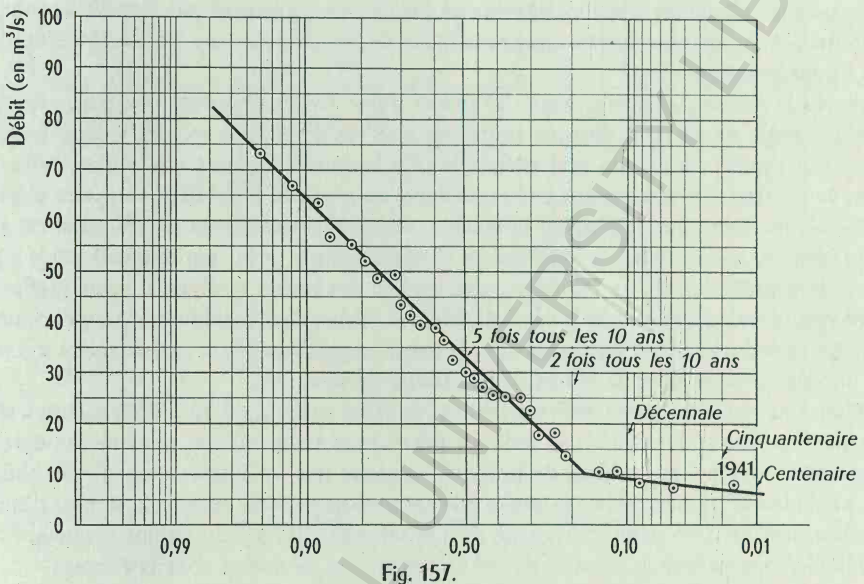


Fig. 157.

Basses eaux de la YATÉ - Distribution des périodes de trois mois minimales (Période 1925-1956)

lois sont suffisamment décalés suivant l'échelle des débits, la loi composée sera plurimodale. Nous donnons comme exemple la rivière Yaté en Nouvelle-Calédonie (fig. 157) : les basses eaux de ce cours d'eau tirent leur alimentation d'une part de la vidange des marécages et des lacs qui constituent la plaine des Lacs, d'autre part, de la restitution des nappes souterraines qui se manifeste sous forme de sources ou de suintements diffus.

Notons enfin que si l'alimentation des basses eaux est très complexe, fournie par un grand nombre d'éléments divers dotés de lois très différentes, la répartition peut être purement normale, sans qu'il soit besoin de recourir à un changement de variable : dans le cas de la Yate par exemple, la courbe de répartition des débits moyens des trois mois les plus faibles se compose de deux courbes de Gauss tronquées.

3. CORRÉLATIONS HYDROPLUVIOMÉTRIQUES RELATIVES AUX BASSES EAUX

Lorsque la période d'observation des débits est courte, on a intérêt à l'étendre au maximum à partir des données pluviométriques afin d'obtenir un échantillon plus important permettant une estimation plus précise des paramètres de la distribution. En effet, il est constant dans les pays tropicaux que des données pluviométriques soient disponibles sur des périodes beaucoup

BCU IASI - CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

plus longues que les données hydrométriques. Suivant le problème traité et surtout le nombre et la qualité des observations disponibles, nous employons deux méthodes types susceptibles d'ailleurs de nombreuses variantes.

A) Méthode de la charnière

Lorsqu'on dispose d'un nombre suffisant de stations pluviométriques et que l'étude de l'aménagement demande des renseignements précis non seulement sur l'étiage absolu, mais sur toute une gamme de débits caractéristiques de basses eaux, on utilise la méthode que nous allons exposer.

Après la saison des hautes eaux, les débits d'une rivière abordent une phase de décrue. Si aucune pluie ne survient, lorsque toutes les réserves de surface se sont vidées, lorsque les nappes ont atteint un certain état d'équilibre les unes par rapport aux autres, nous avons vu que la portion d'hydrogramme correspondante ne présente plus aucun caractère aléatoire : le débit en un point quelconque de la courbe dite de tarissement ou de récession est parfaitement définie, aux erreurs de mesures et d'interprétation près, par un seul débit observé à un instant antérieur. Si, au contraire, surviennent des pluies tardives, il va se greffer sur la courbe régulière de récession des pointes de crues, et même, si les précipitations sont importantes et que les épisodes pluvieux durent un certain temps, on assistera à un renforcement des nappes et à un déplacement dans le temps de la courbe de récession.

Dans une étude de basses eaux portant sur de telles rivières, on aura donc intérêt à séparer la partie régulière provenant de la vidange des nappes telles qu'elle se serait produite sans l'intervention des pluies tardives, de la partie aléatoire due à l'intervention de ces pluies. Le débit à un instant de la période des basses eaux se présentera donc comme la somme d'un débit de tarissement et d'un débit provenant de l'écoulement des précipitations tardives.

Nous avons vu que le premier de ces éléments peut se mettre sous la forme :

$$q = q_0 e^{-\alpha(t-t_0)} \quad \text{ou} \quad q = q_0 e^{-\alpha t},$$

t étant, en jours, le temps écoulé entre l'observation du débit q_0 et celle du débit q. L'estimation de α peut se faire en analysant le faisceau des hydrogrammes observés à la station durant la période de basses eaux, reporté sur un graphique à ordonnées logarithmiques. Dans le cas le plus complexe, celui où il y a recharge des nappes, on n'observe pas une courbe continue de tarissement, même virtuelle, mais des tronçons assez courts. L'analyse du faisceau se fait au moyen d'un papier transparent sur lequel on a tracé une série de droites parallèles. Il est rare qu'une seule pente soit trouvée pour tous les segments de droites susceptibles de représenter un tarissement pur. On obtient en général une série de valeurs possibles dont on prend la moyenne. La figure 158 illustre le cas de la Namorona à Vohiparara (République malgache). Les deux droites extrêmes que l'on peut dégager de l'analyse du faisceau correspond à des valeurs de α 0,014 et 0,016 : on a pris 0,015 comme valeur moyenne et l'équation type de tarissement peut s'écrire :

$$q = q_0 e^{-0{,}015\,t}$$

Il reste à déterminer q_0.

Il s'agit de rechercher une caractéristique de débit que nous appellerons *charnière* et qui puisse servir de départ au tarissement. Ce point se trouve donc sur la courbe de récession et, d'autre part, ne doit pas être trop éloigné de la période de hautes eaux de façon que l'on puisse, par une corrélation serrée, rattacher le débit correspondant aux pluies de cette période

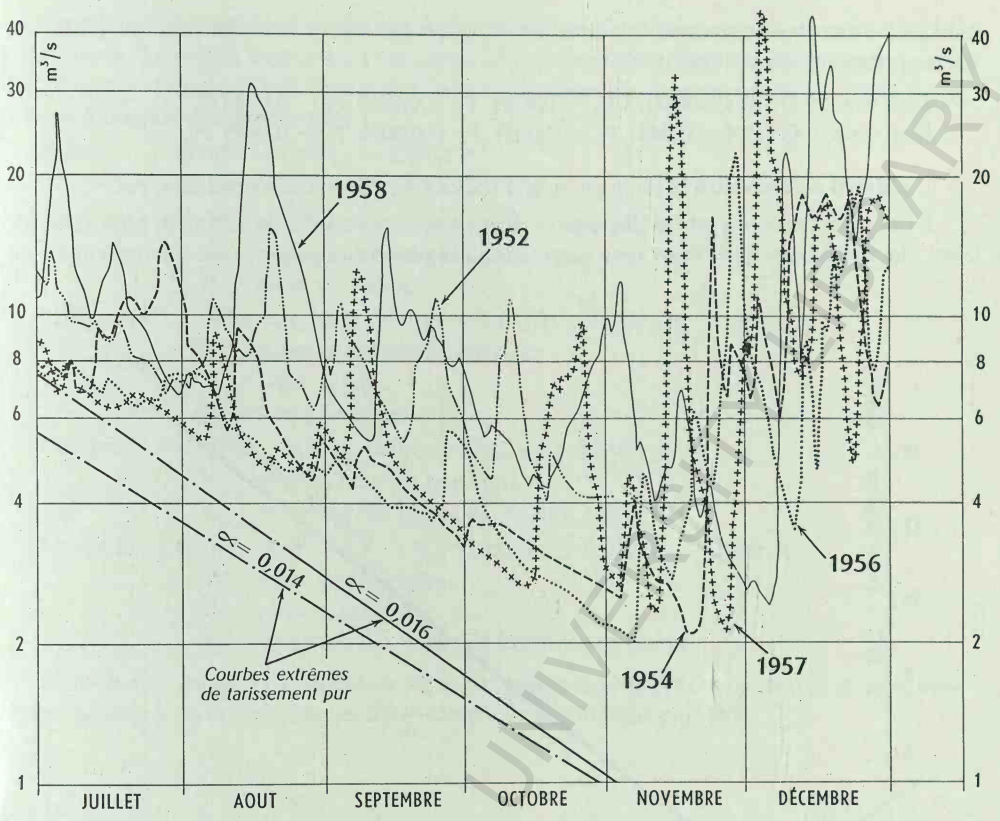


Fig. 158. MAMORONA à VOHIPARARA (Hydrogrammes de basses Eaux)

Pour la Namorona à Vohiparara, par exemple, nous avons été amenés à considérer un *débit fictif au 1er juillet* défini comme le point se trouvant au 1er juillet sur la courbe de tarissement. Pour sa détermination, à partir des hydrogrammes connus, deux cas peuvent se produire :

— le débit du 1er juillet est effectivement sur la courbe de tarissement : on prend le débit réellement observé;

— On observe le 1er juillet une crue parasite et le point correspondant est supérieur au débit de tarissement : on cherche alors le minimum le plus proche dont on adopte la valeur comme débit fictif après s'être assuré qu'il correspond bien à un débit de tarissement. Pour la Namorona, on a trouvé très facilement de tels minimums, sans que l'écart de temps soit supérieur à 2 ou 3 jours, ce qui évite toute correction de tarissement.

Ce débit fictif est en étroite corrélation linéaire avec la moyenne des débits de mai et juin, ainsi que le montre le graphique de la figure 159. Le coefficient de corrélation est de 0,997 et l'estimation de q_o (débit fictif au 1er juillet) par x (débit moyen mai-juin) est donnée par la relation:

$$q_0 = 0{,}765x + 0{,}131$$

Il faut maintenant calculer les débits en corrélation étroite avec la charnière, c'est-à-dire, pour la Namorona, ceux de mai et de juin. On a trouvé que le débit moyen de chacun de ces

BCUM - CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

mois peut s'exprimer uniquement en fonction des pluies par une relation linéaire et on a obtenu, après ajustement des coefficients :

Pour mai : $Q\ m^3/s = 0{,}0073\ P_o + 0{,}0181\ P_1 + 0{,}0014\ P_2 + 0{,}0128\ P_3$.
Pour juin : $Q\ m^3/s = 0{,}045\ P_o + 0{,}0121\ P_1 + 0{,}0038\ P_2 + 0{,}0093\ P_3$.

L'indice 0 correspond à la pluie du mois, l'indice 1 à celle du mois précédent, etc.

La première relation est établie avec un écart-type d'estimation de 0,98 m³/s pour l'échantillon considéré alors que l'écart type caractérisant la dispersion propre à cet échantillon est de

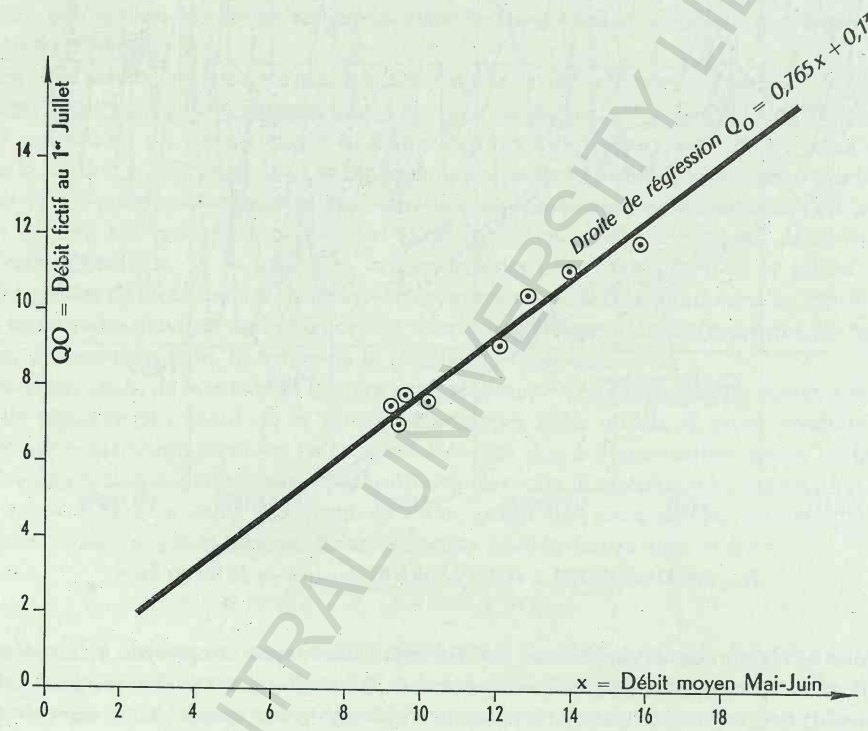


Fig. 159. NAMORONA à VOHIPARARA

Corrélation entre le débit fictif du 1er Juillet et le débit moyen des mois de Mai et Juin (Coefficient de corrélation = 0,997)

3,03 m³/s. Pour la seconde relation, on obtient respectivement 0,87 m³/s et 2,21 m³/s. La précision est acceptable.

Pour la partie *tarissement pur* des débits, on est donc en mesure de calculer les débits pour chaque mois de basses eaux à partir de la formule $q = q_0\, e^{-0{,}015t}$; en pratique, on se place, pour déterminer t, au milieu de chaque mois. On a donc :

Juillet.....	$0{,}80\ q_0$
Août.....	$0{,}49\ q_0$
Septembre.....	$0{,}29\ q_0$
Octobre.....	$0{,}20\ q_0$
Novembre.....	$0{,}11\ q_0$

BCU IGN / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Pour la partie aléatoire du débit, on établit une régression linéaire multiple entre ce débit et les pluies mensuelles moyennes (voir chap. I[er]) susceptibles d'avoir une influence sur le débit. Dans le cas de la Namorona à Vohiparara, par exemple, nous trouvons par application de la méthode des moindres carrés :

Juillet : $Q\ m^3/s = 0{,}80\ q_0 + 0{,}0621\ P$
P : pluie de juillet en mm.

Août : $Q\ m^3/s = 0{,}49\ q_0 - 1{,}7 + 0{,}125\ P_1 + 0{,}052\ P_2$
P_1 : pluie d'août (en mm).
P_2 : pluie de juillet.

Septembre : $Q\ m^3/s = 0{,}29\ q_0 - 0{,}55 + 0{,}031\ P_1 + 0{,}077\ P_2 + 0{,}012\ P_3$
P_1 : pluie de septembre (en mm).
P_2 : pluie d'août.
P_3 : pluie de juillet.

Octobre : $Q\ m^3/s = 0{,}20\ q_0 - 0{,}1 + 0{,}042\ P_1 + 0{,}050\ P_2$
P_1 : pluie d'octobre (en mm).
P_2 : moyenne des pluies de juillet à septembre.

Novembre : $Q\ m^3/s = 0{,}11\ q_0 - 1{,}6 + 0{,}055\ P_1 + 0{,}017\ P_2 + 0{,}018\ P_3$
P_1 : pluie de novembre.
P_2 : pluie d'octobre.
P_3 : moyenne des pluies de juillet à septembre.

Pour chaque année, q_0 se calcule à partir des débits moyens des mois de mai et juin, eux-mêmes calculés à partir de la pluviométrie comme il a été indiqué plus haut.

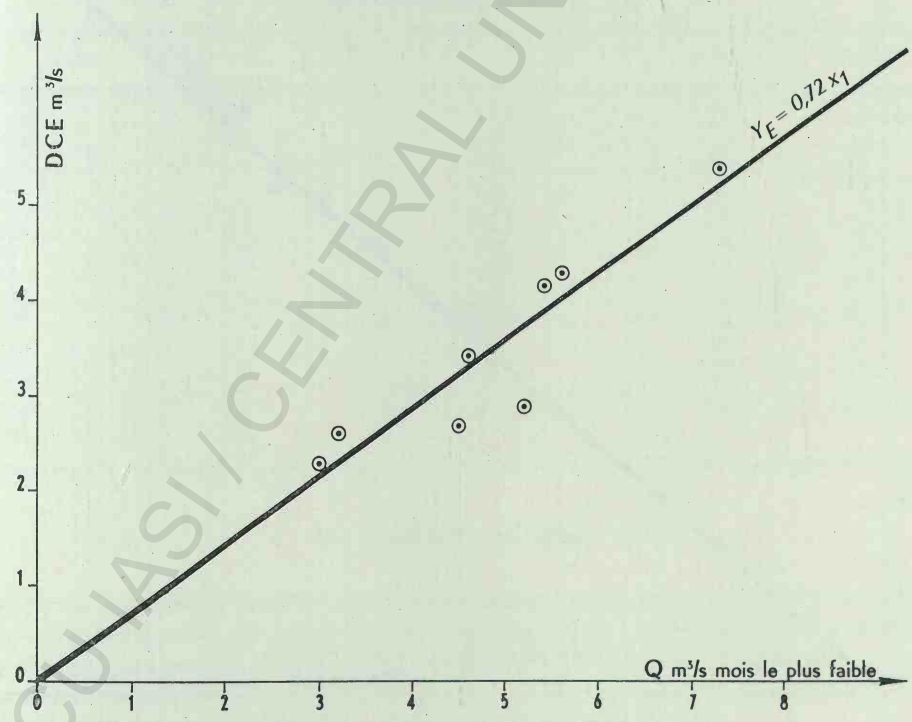


Fig. 160. NAMORONA à VOHIPARARA
Corrélation entre le mois le plus faible et le D. C. E.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

En décembre, on trouve que les débits ne dépendent pratiquement que de la pluie du mois suivant une relation linéaire :

$$Q\ m^3/s = -6{,}3 + 0{,}073\ P$$

Toutefois, cette relation n'est pas valable si les débits sont trop faibles. Il faut alors recourir à une représentation d'allure parabolique. La suppression pure et simple de la constante lors de l'ajustement conduirait à une estimation trop grossière et par excès.

Les résultats obtenus à partir de ces formules ne prétendent pas, évidemment, représenter exactement les véritables débits moyens que l'on aurait pu mesurer pendant les différents mois des années de la période de 28 ans sur laquelle portent les données pluviométriques. Parmi les principaux facteurs de dispersion, on notera :

— La variabilité des facteurs secondaires : température et humidité notamment.

— La distribution de la pluie dans le temps : notamment, une forte pluie tombée à la fin d'un mois donné intéressera surtout les débits du mois suivant. D'autre part, des pluies étalées donneront un écoulement plus faible que des pluies concentrées.

Le schéma trop simpliste utilisé lorsqu'on pose le principe que la pluviométrie moyenne du bassin est représentée par la moyenne de trois pluviomètres situés à une certaine distance.

Malgré cela, la dispersion reste faible autour de la courbe moyenne et très nettement inférieure à la dispersion propre du phénomène dans le temps.

Il est alors possible de calculer, à partir des équations de régression, les débits mensuels de basses eaux pour toute la période des observations pluviométriques. Pour passer aux débits caractéristiques, on a remarqué que le DCE était une excellente corrélation avec le débit moyen

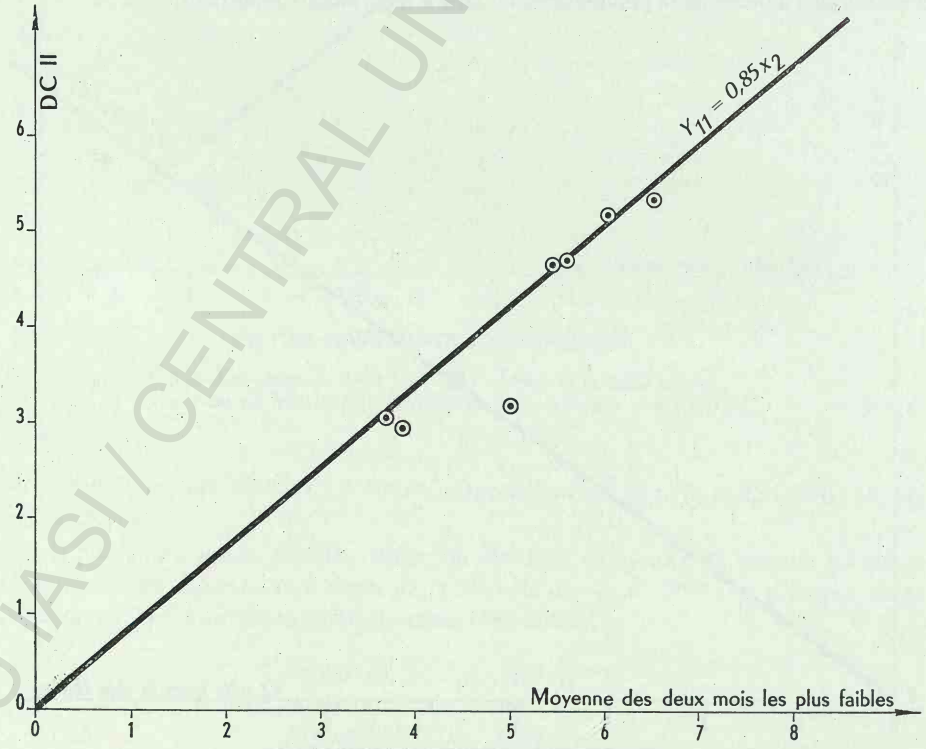


Fig. 161. NAMORONA à VOHIPARARA
Corrélation entre les deux mois les plus faibles et le D. C. II

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

du mois le plus faible, que le DC 11 était en corrélation satisfaisante avec le débit moyen des 2 mois les plus faibles. Les figures 160 et 161 montrent que la distribution des points suggère une corrélation linéaire. Pour l'ajustement, il est logique de faire passer la droite de régression par l'origine. On obtient :

Pour le D C E : $Y_E = 0{,}72\ X_1$.
Y_1 = débit moyen du mois le plus faible.
Pour le D C 11 : $Y_{11} = 0{,}72$.
X_2 = débit moyen des deux mois les plus faibles.

On remarquera que 6 des points sur 8 ont une dispersion qui ne dépasse pas l'erreur que l'on pourrait faire en mesurant directement les débits.

Les résultats finals sont consignés sur le tableau XL. Ces résultats constituent un échantillon que l'on peut commencer à traiter par les méthodes statistiques courantes. Nous noterons simplement qu'à première vue, on n'observe pas de *séries noires* analogues à celles qu'on rencontre dans certaines régions tropicales ou équatoriales : l'échantillon semble distribué au hasard d'après une loi unimodale. Par ailleurs, le calcul met en évidence la probabilité non négligeable de certaines valeurs très faibles (par exemple en 1943) dont on n'aurait pas pu soupçonner l'existence au seul vu des données d'observation directe des débits. Ces résultats sont d'importance primordiale pour l'équipement projeté, même si leur précision est toute relative.

TABLEAU XL

Namorona : DCE et DC 11

Année	D C E	D C 11	Année	D C E	D C 11
1959	4,3	5,2	1944	3,7	4,7
1958	2,9	4,7	1943	1,2	2,2
1957	2,7	3,2	1942	3,6	5,1
1956	2,3	3,0	1941	2,7	3,8
1955	2,6	3,1	1940	4,5	5,7
1954	3,4	4,7	1939	5,3	6,6
1953	5,4	7,3	1938	2,2	2,6
1952	4,2	5,4	1937	4,5	5,4
1951	4,1	5,1	1936	3,5	4,6
1950	4,5	6,0	1935	3,9	5,2
1949	3,1	3,7	1934	3,2	4,9
1948	2,9	5,0	1933	2,2	3,6
1947	3,7	5,3	1932	2,9	3,4
1946	4,2	5,8	1931	3,0	4,1
1945	3,5	4,3			

B) Indices de sévérité

Lorsque les données pluviométriques sont insuffisantes, l'extension des débits caractéristiques n'est pas possible par l'utilisation de corrélations pluvio-hydrométriques. Il faut alors procéder par analogie avec un bassin voisin observé depuis longtemps, s'il existe; sinon il faut se contenter de la courte période d'observations hydrométriques et les éléments fournis au projeteur seront très peu précis.

Il est toutefois des cas où, à défaut d'une distribution complète des débits caractéristiques, il peut être intéressant de pouvoir *caler en fréquence* tel étiage particulièrement sévère, de

FONDS CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

façon à déterminer grossièrement les risques de perturbation à attendre dans l'exploitation d'un ouvrage au fil de l'eau. On est alors amené à construire ce que nous appelons un *indice de sévérité*. Cet indice sera tiré par exemple des relevés pluviométriques à un poste ou deux, situés à proximité du bassin. Il doit contenir 1 ou 2 mois de pluies de la fin des hautes eaux qui tiendront lieu de la caractéristique *charnière* de la méthode précédente et deux ou trois mois de pluies de basses eaux. On écrit l'indice sous forme linéaire et on détermine les coefficients en établissant une régression multiple entre cet indice et les débits d'étiage observés sur la rivière. C'est ainsi, par exemple, que pour le Samou à Grandes-Chutes (Guinée), nous avions pu établir un indice de sévérité :

$$I_S = 2{,}3\ P_n + 1{,}4\ P_d + 2{,}1\ P_m + 0{,}4\ P_a \qquad (26\text{-VII})$$

P_n, P_d, P_m et P_a étant les totaux pluviométriques à la station de Kindia respectivement en novembre, décembre, mars et avril.

Le classement des indices I_S fournit une loi de répartition statistique qui permet de déterminer approximativement la fréquence de l'année pour laquelle un étiage inquiétant avait été observé.

4. EXPLOITATION PRATIQUE DES DONNÉES DE BASSES EAUX

A) Aménagement au fil de l'eau sans aucune possibilité de réserve

Le débit instantané doit être utilisé au moment même où il se présente. Nous assimilerons à ce type d'ouvrage celui qui peut assurer une régularisation journalière : ce sont alors les débits moyens journaliers qui doivent être utilisés comme ils se présentent dans la nature.

Le problème peut se poser de deux façons au projeteur : ou bien il veut tirer de l'aménagement un débit ou une puissance bien déterminé, fixé par un besoin industriel ou agricole défini, ou bien il s'agit d'exploiter au mieux le site à aménager de façon à en tirer le plus de kilowatt-heure, par exemple, au prix le plus bas (calcul économique). Dans les deux cas, les renseignements à fournir sont exactement les mêmes : le projeteur sera parfaitement au courant de la situation si on lui dit pendant combien de jours en un an, tel débit ne sera pas dépassé pour une fréquence donnée, ou, ce qui revient au même, quelle fréquence affecter au non dépassement d'un débit pendant tant de jours par an.

C'est en se fondant sur cette dernière remarque, que nous avons mis au point ce que nous appelons le *graphique des défaillances*. C'est un graphique sur lequel on porte en ordonnées linéaires les débits (m^3/s) et en abscisse logarithmique ou gaussique les périodes de retour (années), c'est-à-dire l'inverse des fréquences. L'échelle des abscisses est choisie logarithmique ou gaussique uniquement pour faciliter la lecture du graphique.

La figure 162 montre le *graphique des défaillances* de la Namorona à Vohiparara. Nous avons vu plus haut comment on avait pu étendre les données d'observation pour le DCE et le DC 11 et faire l'étude statistique de ces débits caractéristiques. Cette étude permet de tracer les courbes de 10 jours et 30 jours de défaillance par an. On a procédé de même pour l'étiage absolu (0 jour de défaillance), le DC 10 (60 jours), le DC 9 (90 jours), etc. Les autres courbes ont été tracées de 10 jours en 10 jours par interpolation. On notera que si la période des observations hydrométriques est assez longue pour fournir un échantillon valable, les

BCU LAUSANNE UNIVERSITY LIBRARY

débits caractéristiques de 0, 10, 20, etc., jours sont étudiés directement. Cette technique est maintenant d'usage courant au Service Hydrologique ORSTOM-IGECO.

Si les besoins en eau ou en puissance sont variables au cours de l'année, il faut en tenir compte et le graphique des défaillances annuelles n'est plus un outil suffisant. Il faut l'établir

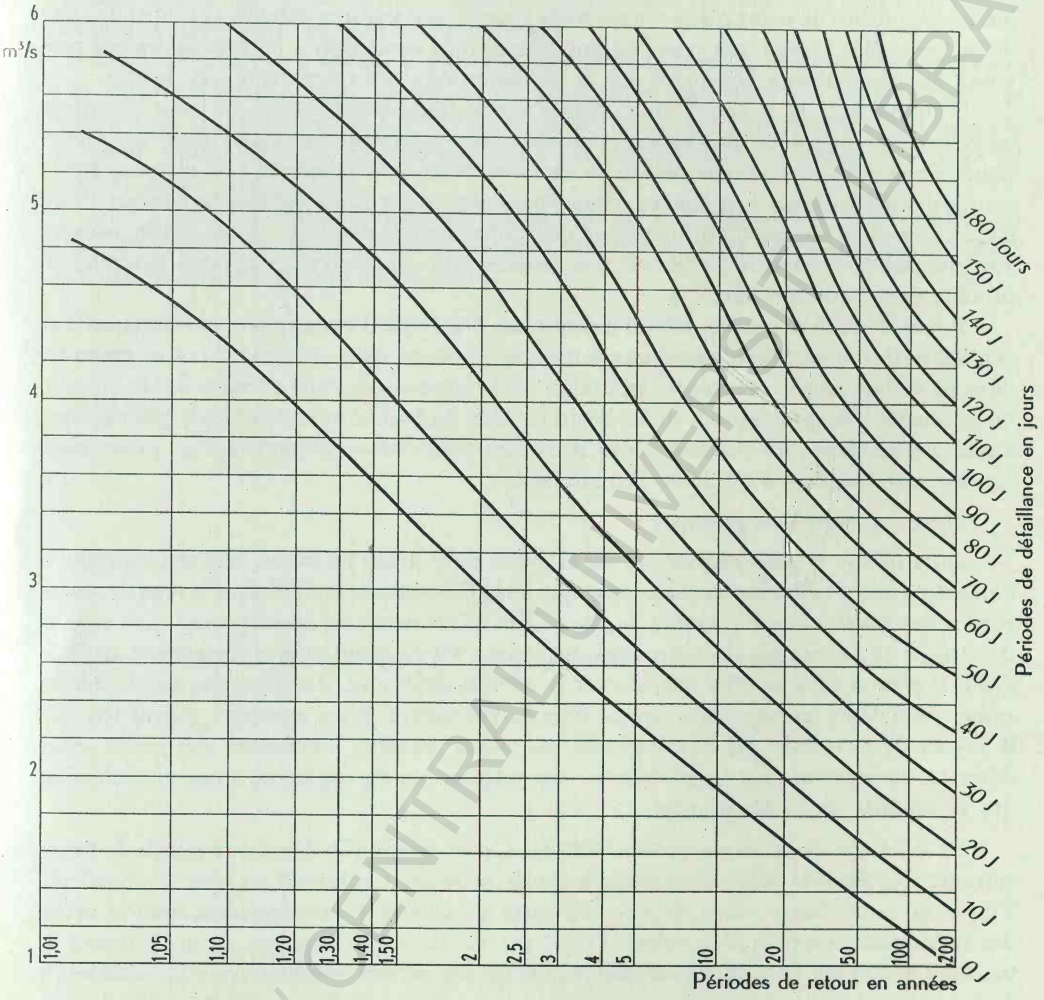


Fig. 162. La NAMORONA à VOHIPARARA (Graphique des défaillances)

pour des périodes plus courtes, par exemple le mois. Il suffit en général de faire l'étude pour chaque mois de basses eaux.

Dans le cas d'un aménagement complexe, par exemple hydro-agricole et hydro-électrique, le problème peut n'être pas aisé à résoudre, sauf dans le cas où l'un des programmes est défini à l'avance, soit par voie statistique d'après les résultats d'une exploitation antérieure, soit par voie de décret administratif réglant un droit d'eau pour l'une des parties. C'est alors généralement la partie agricole qui a le pas sur la partie hydro-électrique, ses besoins devant être satisfaits par priorité. L'hydrologie de tels projets doit être étudiée de très près car c'est en grande partie à cause d'elle que l'équipement hydro-électrique du barrage agricole sera adopté ou rejeté.

ORSTOM-IGECO CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

B) Aménagement de basses eaux avec possibilité de réserve

Hypothèse : on peut envisager de créer une réserve, mais celle-ci est très loin de correspondre aux débits du cours d'eau durant toute l'année, soit par impossibilité physique de créer une retenue plus grande, soit parce qu'une telle retenue conduirait à un prix de revient prohibitif du kilowattheure, soit parce que la réalisation serait très supérieure aux besoins.

Si on possède sur la rivière un nombre d'années d'observations suffisant pour constituer un échantillon statistique satisfaisant, le problème sera aisément résolu. Les débits caractéristiques ne sont d'aucun secours puisqu'ils représentent fondamentalement une situation sur la courbe des débits classés sans donner aucun renseignement sur ce qui se passe en-dessous d'eux, c'est-à-dire sur le volume d'eau manquant pour satisfaire à la demande. Si ces déficits peuvent être compensés en tout ou partie par une certaine mise en réserve des apports naturels, on procède de la façon suivante.

Il faut d'abord se fixer le débit d'équipement. S'il s'agit d'une exploitation rationnelle et exhaustive du site, ce débit n'est pas une donnée du problème, mais une variable; on en retiendra donc un certain nombre de valeurs arbitraires mais raisonnables. Pour chacune de ces valeurs, on calcule les déficits annuels au vu des débits naturels du cours d'eau, c'est-à-dire, pour chaque année d'observation, les volumes d'eau manquant pour l'accomplissement d'un programme continu correspondant à tel débit d'équipement.

Deux cas peuvent se présenter :

a) La réserve projetée se trouvera sur la rivière ou le fleuve lui-même, suffisamment près à l'amont du site d'utilisation des eaux pour que les débits naturels entrant dans la retenue soient voisins des débits naturels observés au site d'utilisation avant tout aménagement. Les valeurs des déficits ne doivent pas alors être calculées comme s'il s'agissait d'un aménagement au fil de l'eau. Il peut se faire en effet que, durant la période déficitaire, il se produise des excédents susceptibles d'être emmagasinés dans la réserve. Par contre, si ces excédents étaient tels que le niveau de la retenue dût être supérieur au niveau maximal admissible, une partie serait déversée, donc perdue pour l'exploitation : leur prise en compte conduirait à une surestimation des possibilités de l'aménagement.

En définitive, le calcul du volume déficitaire pour une année donnée se fait de la façon suivante : q_0 étant le débit d'équipement choisi, q_J le débit naturel à un jour J, on calcule $\Sigma(q_0 - q_J)$ pour chaque valeur de J prise à partir d'une origine correspondant avec le début des déficiences; toutefois si la valeur $\Sigma(q_0 - q_J)$ venait à être négative, ce qui pourrait se produire durant une période d'excédents incluse dans la période déficitaire, on recommencerait à zéro au prochain jour déficitaire, tout en notant le maximum $\Sigma(q_0 - q_J)$ déjà obtenu; ceci revient à ne pas prendre en compte les débits éventuellement déversés.

Lorsque cette opération a été faite pour toute la période de débits inférieurs à q_o, compte tenu des débits excédentaires susceptibles d'être stockés, le volume utile de la retenue doit être égal au maximum de $\Sigma(q_0 - q_J)$. On effectue ainsi la même analyse pour chaque année de la période d'observations et pour chaque débit d'équipement proposé.

b) La réserve projetée est située soit sur un affluent, soit sur le cours d'eau à équiper mais très loin en amont du site d'utilisation. Lors du calcul des volumes à mettre en réserve, on ne peut plus tenir compte des débits excédentaires survenant pendant une période déficitaire. Il existe bien une certaine régularisation mais elle s'effectue sur les débits propres du bassin d'alimentation de la réserve et non plus sur les débits naturels au site d'utilisation. Cette régularisation est souvent très faible par rapport à la somme des volumes mis en jeu dans l'en-

semble de l'opération, son utilisation est plus compliquée et on fera mieux, en général, de ne pas en tenir compte.

Le calcul des déficits se fait comme précédemment, mais en limitant la somme $\Sigma(q_0 - q_j)$ aux seules valeurs de q_j inférieures à q_0. Cette somme ne comportera donc pas les éléments négatifs correspondant aux excédents stockables et les volumes à mettre en réserve seront plus importants que dans le cas précédent.

Dans les deux cas, à chaque débit d'équipement on peut donc, après analyse statistique, faire correspondre une courbe de répartition des volumes nécessaires à la régularisation. On obtient ainsi un graphique sur lequel sont portés en abscisses les fréquences ou les périodes de retour, en ordonnées les volumes nécessaires à la régularisation. Le réseau des courbes est coté en débits d'équipement.

Si la période d'observations hydrométriques n'est pas suffisante et qu'il faille avoir recours à la pluviométrie, on utilisera la méthode de la charnière avec les débits moyens mensuels : les résultats seront beaucoup moins précis.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

CHAPITRE VIII

CRUES DES GRANDS ET MOYENS BASSINS

1. GENÈSE DES CRUES LEURS CAUSES ET LEURS EFFETS

La notion de crue est liée à celle de temps de concentration des eaux pluviales sur un bassin. Il est relativement aisé d'imaginer la genèse d'une crue à partie de la pluie. Sur une surface réduite, la fraction de la pluie qui n'a pas été interceptée et ne s'est pas infiltrée, ruisselle sur le terrain (voir chap. IX, *Hydrologie analytique*). Cette eau de ruissellement chemine sur le sol par des voies diverses, une partie s'infiltre éventuellement et le reste rejoint le réseau hydrographique. Une multitude de filets d'eau courent ainsi sur le sol, chacun n'obéissant apparemment qu'à son propre caprice; ces filets se rejoignent, se subdivisent, se mélangent et parviennent à un collecteur plus important. La course erratique du filet d'eau est en réalité soumise à des lois physiques très strictes mais la complexité de leur application dans la nature est telle, chaque brin d'herbe, chaque caillou ayant une action personnelle sur l'écoulement, que seul le résultat final est accessible à une observation quantitative utile. Les caprices du parcours ont battu les cartes et on se trouve devant un fait statistique.

Au cours de ce brassage, chaque écoulement élémentaire, pris à un instant donné, dépend de la nature physique du bassin à cet emplacement et des conditions de l'averse. Il est donc naturel que l'influence des caractéristiques du terrain se manifeste également de façon statistique sur le ruissellement (principalement : capacité apparente moyenne d'infiltration, pente, couverture végétale).

Si on considère l'ensemble des hauteurs de précipitations h_i tombant sur un point donné du bassin en un temps donné, provoquant chacune un débit de ruissellement q_{ri}, il est clair que tous les q_{ri} obtenus sur ces aires élémentaires réparties dans la totalité du bassin ne parviendront pas simultanément au réseau de drainage. On a souvent tenté de représenter sur le terrain des isochrones de ruissellement, chacune indiquant le temps moyen mis par une goutte de pluie pour ruisseler d'un point situé sur elle jusqu'à l'excutoire. Ce procédé est utilisé en particulier dans la méthode de l'hydrogramme synthétique dont nous parlerons au chapitre IX.

Une fois que le ruissellement élémentaire a rejoint le réseau hydrographique, il se propage dans ce réseau, ruisselets d'abord, puis cours d'eau de plus en plus importants; à chaque passage d'un élément du réseau à un autre, les temps de propagation changent, les déphasages

UCLA - SSP / CONTINUING UNIVERSITY LIBRARY

diminuent, augmentent, s'inversent. A mesure que le bassin s'agrandit, l'hétérogénéité de la répartition des pluies s'accroît et l'influence de l'abattement devient de plus en plus importante. Ces deux facteurs agissent dans le même sens pour diminuer, à fréquence égale, le débit spécifique de crue lorsque la superficie du bassin augmente.

Supposons en effet qu'on se place au confluent de deux éléments du réseau. Les apports de l'un se rapportant à une averse très homogène comporteront une pointe qui se produira à un certain instant t_1. Ceux de l'autre, consécutifs à la même averse, auront un débit maximal qui se produira selon toute vraisemblance à un instant t_2 différent de t_1. Les hydrogrammes vont se mélanger au confluent mais il est clair qu'en raison du déphasage des pointes, le maximum de l'hydrogramme résultant sera inférieur à la somme des deux débits de pointe.

Un second amortissement des pointes se produit durant la propagation de la crue dans le lit des cours d'eau. Enfin, l'abattement des pluies ponctuelles fait que la hauteur de pluie disponible pour la création d'une crue de fréquence donnée est plus faible sur un grand bassin que sur un petit, ce qui tend à diminuer non seulement le débit spécifique de pointe, mais aussi la lame d'eau ruisselée.

On exprime généralement l'influence de la superficie A du bassin sur le débit de pointe d'une crue de fréquence donnée par une relation :

$$Q = k\, A^n \qquad \text{(1-VIII)}$$

$$\text{ou } \log Q = \log k + n \log A \qquad \text{(2-VIII)}$$

Pour que cette équation soit en accord avec les idées que nous venons d'exposer, il faut que n soit plus petit que 1. Dans les premières applications de formules de ce type, les auteurs avaient pris uniformément $n = \frac{1}{2}$, ce qui rendait très mal compte des résultats d'observation. En fait, il semble que les valeurs de k et de n soient liées aux caractéristiques géographiques et climatiques du bassin. Lorsque ce dernier est très développé, on peut être amené à y distinguer plusieurs zones ayant chacune leurs valeurs de k et de n. Pour le Niger supérieur, par exemple, on trouve comme expression de la crue décennale :

Groupe Milo-Niandan ..... $Q = 0{,}265\ A^{0{,}906}$

Groupe Niger supérieur..... $Q = 0{,}200\ A^{0{,}906}$

Groupe Sankarani..... $Q = 0{,}148\ A^{0{,}906}$

Groupe Tinkisso..... $Q = 0{,}126\ A^{0{,}906}$

Le Bani, jusqu'à la station de Douna, semble s'accomoder de la relation $Q = 1{,}32\ A^{0{,}671}$.

On prèfére parfois exprimer les crues en débits spécifiques. La formule (1-VIII) devient alors :

$$q = k\, A^{n-1} \qquad \text{(3-VIII)}$$

et l'exposant de A est négatif ($n < 1$)

On a donc bien une fonction décroissante traduisant l'écrasement des crues avec l'augmentation de la superficie du bassin.

Les crues se trouvent liées, comme nous l'avons vu au début de ce paragraphe, à la manière dont peut s'effectuer le ruissellement sur le sol, c'est-à-dire à la quantité d'eau disponible pour ce ruissellement, compte tenu de l'intensité des averses d'une part et de la capacité d'infiltration d'autre part, et à la vitesse avec laquelle cette eau de ruissellement peut s'écouler sur le sol. Ce dernier facteur, avec sa répartition dans l'espace, influe directement sur la vitesse de concentration des eaux dans les chenaux du réseau de drainage et c'est lui en définitive qui fixe la

BCEOM / CENTRE UNIVERSITAIRE

forme type de l'hydrogramme se rapportant à une pluie homogène : on pourrait l'appeler facteur forme de l'hydrogramme.

Il est clair que tout obstacle est susceptible de modifier le facteur forme; s'il s'agit d'obstacles groupés de configuration et de densité déterminées, leur influence se traduira par une augmentation générale de la rugosité du sol vis-à-vis du ruissellement. C'est en particulier le cas de la végétation herbacée. La végétation arbustive ou forestière a également une influence indirecte sur ce facteur : les racines beaucoup plus développées que celles des herbes fixent le sol arable et permettent le maintien de la végétation herbacée en des endroits où la pente, la fragilité du sol, l'érosion du sol nu avant la poussée végétative, finiraient par en avoir raison.

Il y a donc interaction entre le sol garni de sa végétation et le ruissellement générateur des crues. Cette interaction aboutit à un état d'équilibre : le ruissellement sur sol couvert est moins violent que sur sol nu, à cause de la résistance purement hydraulique due à la végétation; ce ralentissement limite l'énergie cinétique des eaux, donc leur pouvoir d'érosion. Si l'on déboise, les premières pluies tombant sur un sol instable va l'éroder davantage; le tapis herbacé verra son développement moins favorisé par une couche d'humus plus faible, d'où un ruissellement plus intense durant la saison des pluies et une accélération de l'érosion. Le cycle est irréversible, à moins que soient entrepris des travaux de reboisement, et dans les conditions les plus défavorables on trouve au bout de l'évolution la désertification totale de la terre.

Le schéma que nous venons de présenter est grossièrement simplifié; en fait interviennent d'autres phénomènes relevant de la chimie des sols et de l'écologie végétale. Mais la marche générale est bien telle que nous l'avons décrite, la dégradation étant plus ou moins active, suivant les pentes, la nature du sol et de la végétation, le climat. Il peut d'ailleurs se faire que plusieurs états d'équilibres soient possibles et que la dégradation se manifeste par paliers suivant l'action plus ou moins persistante de l'homme, sans aller toujours jusqu'à la désertification. C'est ainsi qu'une savane succédant à une forêt déboisée par l'homme peut être stable si, par la suite, son exploitation n'est pas abusive.

De toutes façons, les autres conditions étant égales par ailleurs, les crues d'une rivière seront d'autant plus violentes et plus dévastatrices que ce bassin d'alimentation sera plus déboisé. C'est le seul point touchant l'influence de la forêt sur les régimes hydrologiques pour lequel tous les spécialistes soient d'accord.

2. ÉVENTUALITÉ DES CRUES

Même dans les régimes très réguliers comme les régimes tropicaux, les crues d'une rivière ne se produisent pas toujours à la même date. Lorsqu'on possède un certain nombre d'années de relevés à une station, on fait ce qu'on appelle un classement des débits maximaux annuels par éventualité : l'année, ou la saison des pluies s'il s'agit d'un régime tropical, est divisée en périodes consécutives égales, de 10 jours chacune par exemple, constituant autant de classes. Le classement par éventualités est fait en portant dans chaque classe le nombre d'années pour lequel maximum s'est produit pendant la période correspondante. Le tableau XLI montre l'exemple du Niger supérieur et de ses affluents.

Il peut être intéressant de déterminer la répartition moyenne dans une région géographique relativement homogène. On peut prévoir que cette distribution sera moins *pointue* que la précédente, d'abord pour une raison statistique (par suite de l'opération de moyenne) mais aussi pour une raison physique, le décalage des dates d'arrivée des crues suivant la dimension

TABLEAU XLI

Bassins du Niger supérieur et du Bani

Étude des crues. — Éventualité des dates d'arrivée des maximums annuels aux différentes stations

Stations	Durée de référ. (années)	Août	Septembre			Octobre			Novembre	
			1-10	11-20	21-30	1-10	11-20	21-31	1-10	11-20
NIGER										
Niger à Faranah ..	3				1	1	1			
Niger à Kouroussa.	15		1	3	6	3		1		1
Niger à Dialakoro.	6		1	1	2	2				
Niger à Koulikoro.	51		2	11	17	15	5			1
Niandan à Baro...	11	2	3	3	2				1	
Milo à Konsankoro	3			2	1					
Milo à Kankan....	17	4	3	1	5	3		1		
Sankarani à Mandiana	4	1		1	1					
Sankarani à Gouala.	4			2	1	1				1
Tinkisso à Tinkisso.	3				3					
BANI										
Baoulé à Bougouni.	2				1	1				
Baoulé à Dioïla...	5	1		1	2		1			
Bagoé à Pankourou.	2				1	1				
Bani à Douna.....	8				4	2	1	1		
Bani à Ben-Kégny..	5					1	3	1		
Bani à Sofara	5						1	2	1	1

du bassin. Pour le Niger supérieur et le Bani, on obtient le tableau XLII sur lequel les éventualités sont données également en pourcentages du nombre total d'observations. La distribution peut être représentée graphiquement comme le montre la figure 163.

TABLEAU XLII

Bassins du Niger supérieur et du Bani

Étude des crues. — Éventualité des dates d'arrivée des maximums annuels dans les différentes régions du bassin

Bassins	Durée de référ. (années)	Août	Septembre			Octobre			Novembre	
			1-10	11-20	21-30	1-10	11-20	21-31	1-10	11-20
Affluents rive droite du Niger.....	39	7 18 %	6 15,4 %	9 23 %	10 25,5 %	4 10,3 %		1 2,6 %	1 2,6 %	1 2,6 %
Niger et Tinkisso..	78		4 5,1 %	15 19,2 %	29 37,2 %	21 26,8 %	6 7,7 %	1 1,3 %		2 2,6 %
Bani jusqu'à Douna	18	1 5,5 %		1 5,5 %	8 44,5 %	4 22,2 %	2 11,1 %	1 5,5 %		
Bani inférieur.....	10					1 10 %	4 40 %	3 30 %	1 10 %	1 10 %

BOUASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Le classement par régions géographiques a toutefois quelque chose d'artificiel. On ne peut dire qu'il s'agisse d'une méthode de stations-années puisqu'il existe de fortes corrélations entre les éléments introduits dans le calcul, éléments qui se rapportent au même bassin ou à des bassins proches pour lesquels la saison des hautes eaux est simultanément en avance ou en retard. Mais ce mode de classement a l'avantage de mélanger des bassins de tailles différentes et de fournir un diagramme moyen caractéristique d'une région.

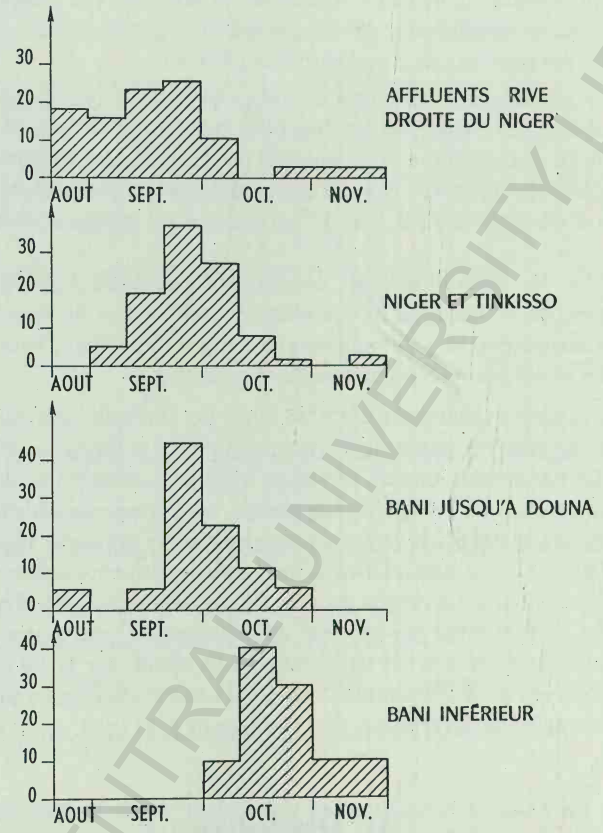


Fig. 163. Bassin du NIGER SUPÉRIEUR et du BANI

Répartition au cours de la saison des pluies pour différentes régions des fréquences d'apparition des maximums annuels (Intervalles de 10 jours)

3. CORRÉLATIONS HYDROPLUVIOMÉTRIQUES RELATIVES AUX CRUES

A l'échelle des grands bassins, ces corrélations sont délicates à manipuler et n'apportent souvent que des éléments peu précis dans l'étude des crues, alors que pour les petits bassins, comme nous le verrons dans le chapitre suivant, les relations pluies-débits fournissent généralement d'excellents résultats. Cependant, si le paramètre intéressant n'est pas le débit de pointe,

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

mais le volume global de la crue, la méthode des corrélations hydropluviométriques peut donner de bons résultats. Ceci se produit en particulier lorsque l'aménagement étudié comporte une réserve susceptible de laminer les crues.

L'utilisation des pluies pour l'étude des crues procède du même point de vue que leur utilisation pour les autres caractéristiques hydrologiques : extension d'une période trop courte de relevés hydrométriques grâce à une série plus longue de données pluviométriques. Il y a toutefois un autre aspect de la question concernant la prévision des débits pour l'exploitation d'un ouvrage; nous y reviendrons ultérieurement.

L'applisation des corrélations comporte deux phases :

— L'analyse des données existantes au cours de laquelle on compare les pluies et les crues correspondantes, on recherche les fonctions permettant de passer des premières aux secondes, leur forme analytique et la valeur des paramètres. Ces fonctions ne sont du reste jamais de véritables fonctions mais des relations de régression comportant une plus ou moins grande précision d'ajustement. Pour l'étude des crues, cette précision n'est généralement pas très grande.

— La synthèse des volumes globaux de crues correspondant à des épisodes pluvieux de fréquences données, qui se fait à partir des relations établies lors de l'analyse et des hauteurs de précipitations moyennes pour les fréquences intéressant l'opérateur, hauteurs tirées de l'analyse statistique des pluies journalières aux postes disponibles.

L'analyse se ramène à l'établissement d'un bilan. Or, une telle opération n'est intéressante que si la position des réserves souterraines est pratiquement la même au début et à la fin de la période choisie. La plupart des auteurs admettent que cette condition est réalisée si l'on borne la période au moyen de deux points correspondant, en période de tarissement, à des débits égaux : il s'agit là en général d'une hypothèse approximative qui serait exacte si le tarissement de la rivière se faisait suivant une loi invariable (constante de temps vraiment constante dans le cas de la loi exponentielle). S'il n'est pas possible de trouver deux points d'égal débit en période de tarissement, les décrues étant par exemple continuellement interrompues par de nouvelles pluies, on peut prolonger les courbes de décrues en se basant sur la loi de tarissement de la rivière. Nous donnerons comme exemple l'analyse d'une crue survenue sur le Konkouré à la station dite du Pont de Télimélé (Guinée), du 27 juillet au 7 août 1955.

A) Observations

a) DÉBITS (d'après le carnet de bord de l'opérateur)

Nous étions en pleine campagne de jaugeages au Pont de Télimélé lorsque cette crue est arrivée. Le 25 juillet au soir la cote 10,70 m à l'échelle était atteinte. Cette cote se maintint dans la journée du 26 où un jaugeage nous donna 1 000 m^3/s pour 10,68 m. Le 27, la situation n'avait guère évolué, une légère décrue fut même enregistrée pendant le jaugeage du matin.

A partir du 28, l'eau ne cessa de monter jusqu'au matin du samedi 30. Cinq jaugeages furent effectués durant ces trois jours. Il nous sembla le samedi matin avoir atteint avec 14,10 m la cote maximale. Le niveau se mit en effet à descendre et le soir il n'y avait plus que 14 m. Nous avions cependant décidé de rester à tout hasard. Le dimanche matin l'eau avait dépassé 15 m à l'échelle.

Le jaugeage exécuté tandis que le niveau continuait à monter, entre les cotes 15,50 m et 15,75 m, fut particulièrement acrobatique. Le câble installé à la section de jaugeage était noyé à ses deux extrémités et la poussée du courant sur les corps morts accrochés au filin avait

BCEOM / CENTRE DOCUMENTATION / LIBRARY

déraciné le palmier sur lequel était installé le treuil de manœuvre. Fort heureusement, le câble lui-même n'avait pas cédé. Par mesure de sécurité et malgré la pluie fine et persistante nous avions enlevé l'abri bâché installé sur la portière faite de deux canoës légers. Le dégagement par 2 m/s de vitesse des corps flottants accrochés au câble nous donna beaucoup de mal. Un arbre entier, en particulier, nous prit une vingtaine de minutes; la portière embarquait à chaque instant et il fut plusieurs fois question d'abandonner. Le dépouillement, effectué sur-le-champ, nous donna 2 650 m³/s.

Nous continuâmes nous-mêmes de relever la cote de l'eau d'heure en heure, jour et nuit,

Fig. 164. Crue du KONKOURÉ au pont du TÉLIMÉLÉ (1955)

jusqu'au lundi 14 h; l'eau atteignit rapidement les poutres métalliques du tablier puis les dépassa. On apprit que la route de Kindia était coupée. Le Konkouré refluait dans le Mayonkouré, lui-même soumis pour son propre compte à une crue sévère.

La cote maximale mesurée à 17 h 15, fut de 16,16 m à l'échelle, 32 cm sous la tête du macaron I.G.N. situé sur la culée rive gauche, soit en cote absolue 169,66 m dans les systèmes de nivellement I.G.N. Elle se maintint pendant une demi-heure environ.

Au cours de la décrue qui suivit, quatre jaugeages furent encore effectués par un autre opérateur du 2 au 5 août. Leurs résultats concordent parfaitement avec ceux des jaugeages exécutés à la crue, sauf pour celui du 4 août au cours duquel nous savons que le moulinet s'est ensablé à plusieurs reprises.

Les débits, tels qu'ils résultent de la nouvelle courbe d'étalonnage mise au point après ces mesures, sont donnés sous forme de diagramme sur la figure 164.

b) PLUIES :

Nous avons relevé les observations pluviométriques jour par jour du 24 juillet au 4 août, à tous les postes que nous avons pu atteindre.

BCU FI CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

En plus des stations exploitées par le Service Météorologique (Labé, Pita, Dalaba, Mamou, Télimélé, Kindia) nous disposons de cinq stations installés et suivies par la Mission du Konkouré. Deux sont placées dans le bassin qui nous intéresse (Linsan et Pont Konkouré). Les trois autres, Souapiti, Amaria et Korafindi, bien que nettement en dehors, sont utiles pour préciser la forme des isohyètes aux limites. Le pluviomètre de Linsan n'a pas été relevé tous les jours et nous n'avons pu utiliser ses observations que pour l'évaluation des précipitations globales pendant la durée de la crue.

TABLEAU XLIII

Crue de juillet-août 1955
Pluies journalières (en mm)

Dates	Labé	Pita	Dalaba	Mamou	Linsan	Kindia	Pont	Télimélé	Souapiti	Amaria	Korafindi
22-7	20,6	0	2,4	2,3	15,0	3,7	8,8	15,5	44,3	33,3	3,6
23-7	13,9	7,7	17,7	53,8		9,0	8,3	0,5	27,0	17,3	32,3
24-7	39,3	22,4	28,0	16,1		42,3	119,4	60,6	226,4	23,5	37,1
25-7	14,6	16,1	11,8	8,7	80,0	20,9	8,5	3,5	56,0	75,0	21,2
26-7	3,6	4,3	6,2	6,8		0,3	22,9	0	12,5	31,5	8,1
27-7	73,4	69,0	40,6	7,7	30,0	2,0	28,0	91,0	30,5	16,2	29,9
28-7	27,5	32,1	49,1	42,4	52,0	23,8	6,6	0	16,8	38,8	59,2
29-7	0	0	7,1	3,2		0	52,4	115,5	29,8	37,5	15,5
30-7	34,9	40,8	23,1	44,3	56,0	3,9	0	25,0	27,1	6,8	58,3
31-7	0	47,2	25,7	7,2		0	109,6	0	154,0	139,3	82,8
1-8	7,3	17,0	14,8	—	30,0	22,3	32,3	24,0	49,9	44,0	—
2-8	0	0	12,1	—		15,0	8,2	5,4	7,0	40,3	—
3-8	0,7	15,5	47,0	—	0	23,0	8,9	10,3	5,2	6,0	—
4-8	3,3	0	0,4	—	15,0	0,2	0	0,3	31,3	25,2	—

Les observations sont résumées dans le tableau XLIII qui a servi à établir les cartes d'isohyètes jour par jour dont on a tiré les conclusions indiquées dans le tableau XLIV.

TABLEAU XLIV

Pluie moyenne sur le B.V. du Konkouré au Pont
du 24 juillet au 4 août 1955

Dates	Pluies journalières	Pluies cumulées	Observations
24 juillet	46,5	46,5	Pluie de mousson centrée sur Souapiti (Konkouré moyen). Relativement homogène. Axe Souapiti-Dalaba, Souapiti : 276,4; Dalaba : 28,0.
25 juillet	environ 8	54,5	Pluie fine, homogène.
26 juillet	6,7	61,2	Centrée sur Télimélé, intéresse surtout Moyen-Konkouré.
27 juillet	55,5	116,7	Centrée sur Télimélé, intéresse surtout le bassin de la Kakrima. Précipitations également importantes sur bassin du Kokoulo. Gradient positif du sud au nord.

BOUASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

TABLEAU XLIV *(suite)*

Pluie moyenne sur le B.V. du Konkoure au Pont
du 24 Juillet au 4 Août 1955

Dates	Pluies journalières	Pluies cumulées	Observations
28 juillet	22,4	139,1	Centrée sur Dalaba. Intéresse surtout Haut-Konkouré. Pas de pluie à Télimélé. Axe des minimums Télimélé-Kindia. Gradient positif d'est en ouest.
29 juillet	24,2	163,3	Centrée sur Télimélé. Pluies intenses dans la région de Télimélé, nulles dans le Nord du bassin et dans le Sud. Intéresse la Basse-Kakrima.
30 juillet	25	188,3	Pôles : Pita et Mamou. Pluie nulle sur Mayonkouré. Intéresse surtout Haut-Konkouré, Haut-Kokoulo, Haute-Kakrima.
31 juillet	31	219,3	Centrée sur Souapiti. Axe Souapiti-Pita. Intéresse surtout Moyen-Konkouré et vallée du Kokoulo.
1er août	19,2	238,5	Centrée sur Souapiti. Gradient négatif de Sud-Ouest en nord-est. Intéresse surtout les bassins bas et moyens des divers affluents.
2 août	6,3	244,8	Gradient positif du nord-ouest au sud-est.
3 août	16,2	261,0	Centrée sur Dakaba.
4 août			Pluie faible, inférieure en moyenne à 1 mm.

B) Interprétation de l'hydrogramme

L'hydrogramme complet se présente manifestement comme une somme d'hydrogrammes élémentaires dus à des crues qui ne proviennent pas toutes des mêmes régions du bassin.

La pluie du 24 juillet a servi à préparer le terrain, remplir les réserves, gonfler les nappes. Elle a porté le débit du Konkouré à 1 000 m²/s et son action a été soutenue les 25 et 26 juillet par des pluies faibles, mais réparties sur tout le bassin, dont le rôle a constitué surtout à maintenir un degré hydrométrique élevé, freinant ainsi l'évaporation.

Les pluies importantes du 27 juillet tombant sur un sol non ressuyé, ont achevé de le saturer et amorcé la crue de la Kakrima tandis que le 28 juillet la mousson s'établissait dans l'est du bassin, amorçant les crues du Haut-Konkouré et du Kokoulo.

Le 29 juillet, de fortes précipitations centrées sur Télimélé fournissent abondamment le moyen bassin du Konkouré : un maximum est atteint le 30 au matin. On peut considérer que l'ensemble des pluies décrites du 27 au 29 a donné lieu à une crue individualisée.

Dans la journée du 30, les pluies recommencent dans les haut de bassins de la Kakrima, du Kokoulo et du Konkouré. Les crues partielles engendrées par ces pluies arrivent dans le bassin moyen le 31 au matin, alors qu'il a plu toute la nuit sur le Kokoulo moyen et inférieur.

ROBERTS CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Toutes ces crues partielles se superposent pour donner l'hydrogramme de la plus grande crue qu'on ait observée au pont.

La décrue est légèrement retardée par les pluies du 1er août qui, dans la partie inférieure du bassin, donnent un troisième hydrogramme, peu important, et par les pluies du 3 centrées sur Dalaba qui donnent un quatrièmehydrogramme.

On peut donc dire que l'hydrogramme de la crue étudiée résulte de la superposition d'au moins quatre hydrogrammes dont la différenciation est possible, mais qui sont probablement eux-mêmes des hydrogrammes complexes.

C) Établissement d'un bilan hydrologique

On a considéré la période qui s'étend du 27 juillet (matin), au soir du 7 août.

Il a été supposé qu'au début et à la fin de ce cycle, l'état des réserves était le même; la partie de l'hydrogramme relative à cette période étant limitée par deux paliers de même débit, ce qui implique une certaine stabilisation temporaire des nappes, on peut admettre cette hypothèse.

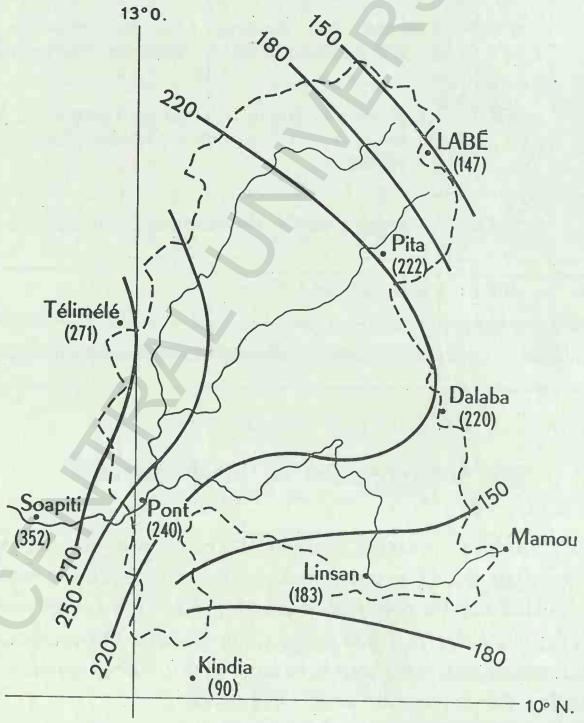


Fig. 165. BASSIN DU KONKOURÉ
Crue de Juillet-Août 1956
(ISOYÈTES du 24 Juillet au 4 Août)

En totalisant les pluies moyennes, déterminées jour par jour par le planimétrage des réseaux journaliers d'isohyètes, on trouve 200 mm pour la période adoptée. Pour l'établissement du bilan, nous avons préféré recalculer la pluviométrie globale en traçant directement les isohyètes se rapportant à cette période (fig. 165).

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Bibliothèque de Géologie-Géographie

Le planimétrage des isohyètes donne une précipitation moyenne de 215 mm. D'où il résulte :

— volume total de pluie : $215 \times 10{,}25 \times 10^6 = 2{,}20 \times 10^9$ m^3;
— volume écoulé (obtenu par planimétrage de l'hydrogramme) : $1{,}80 \times 10^9$ m^3;
— lame d'eau équivalente : 175 mm;
— coefficient d'écoulement : 82 %;
— évapotranspiration : 40 mm, soit 4,45 mm/j.

Lorsqu'on a analysé ainsi un certain nombre de crues, prises parmi les plus fortes observées à la station, on peut tracer une courbe donnant le coefficient d'écoulement en regard de l'intensité de la pluie exprimée en millimètres par jour. Cette courbe traduit naturellement une relation de régression; elle est donc entourée d'une plage d'incertitude plus ou moins importante. C'est cette courbe qui servira à transformer tel épisode pluvieux de fréquence donnée en le volume global de crue correspondant.

Il faut donc maintenant déterminer les épisodes pluvieux correspondant à des fréquences données. Pour entreprendre cette étude, il faut se donner un indice pluviométrique facile à calculer, car on peut s'attendre à en estimer un très grand nombre de valeurs. On ne peut donc pas envisager de planimétrer pour chaque jour de pluie le réseau d'isohyètes du bassin; il sera préférable d'utiliser la méthode de Thiessen et même de simplifier cette méthode en arrondissant à des valeurs simples les coefficients de pondération. C'est ainsi que pour le bassin du Konkouré au Pont de Télimélé, nous avions admis comme pluie journalière moyenne :

$$\frac{2\ \text{Télimélé} + 2\ \text{Kindia} + \text{Mamou} + \text{Dalaba} + \text{Pita} + \text{Labé}}{8}$$

Les résultats obtenus avaient du reste été comparés par sondages avec ceux que donne la méthode des isohyètes et les résultats concordaient de façon satisfaisante.

A l'issue de cette opération on se trouve donc en présence des pluies journalières moyennes sur le bassin (moyennes spatiales) pour N années. Il faut alors déterminer les intensités moyennes (en mm/j) pour des périodes de durées différentes, par exemple de 5 à 30 jours par intervalles de 5 jours. Il s'agit en fait d'une étude intensité-durée : le mode de calcul a été exposé au chapitre I^{er} § 5-B. Dans le cas présent, on retiendra pour chaque année les intensités-durées les plus fortes, ce qui nous fournit un échantillon de N intensités journalières pour la durée 5 jours, un échantillon de N intensités journalières pour la durée 10 jours, etc. Chacun de ces échantillons peut faire l'objet d'une étude statistique d'où l'on tire les valeurs correspondant à telle probabilité que l'on veut. Au moyen des coefficients d'écoulement, on transforme alors les pluies retenues en volumes globaux de crue associés à chacune des durées. L'ensemble de ces données (volume + durées) permet de tracer un hydrogramme auquel il n'est pas déraisonnable d'affecter la probabilité que l'on s'est fixée au départ. Il s'agit là, en quelque sorte, d'une méthode d'hydrologie analytique applicable à des bassins d'une certaine étendue.

4. ÉTUDE STATISTIQUE DES CRUES INSTANTANÉES

En bien des cas, néanmoins, l'intérêt se porte non pas sur des volumes globaux de crues, mais sur les débits maximaux instantanés ou tout au moins journaliers. La méthode précédente ne saurait convenir car, si on arrive bien en fin de compte à déterminer un hydrogramme de fréquence donnée, cet hydrogramme est assez flou dans sa forme : il convient pour le calcul de l'évacuation des crues sur une retenue de grande dimension mais ne donne qu'une indication

vraiment trop grossière sur le débit de pointe. Ce dernier ne peut être tiré, à moins de cas exceptionnel, que de l'observation directe des débits.

L'étude des crues instantanées se ramène donc à celle de la distribution statistique d'un échantillon de maximums annuels. Cette distribution n'est jamais normale. Il semblerait assez logique qu'elle suive une loi de Gumbel ou de Jenkinsson. Ces deux lois rendent compte, comme on l'a vu dans l'*Introduction*, de la distribution de valeurs extrêmes. De fait, en certains cas, ces lois ont pu être appliquées. Dans les régimes tropicaux, chaque fois que nous avons pu disposer d'un échantillon suffisant (au moins trente ans pour l'étude des crues), nous nous sommes bien trouvés d'utiliser les lois de Goodrich, de Gibrat-Gauss ou la loi III de Pearson. Nous étudions ci-après, à titre d'exemple, la répartition des crues du Niger à Koulikoro; nous verrons que l'application des trois lois précipitées conduit pour cette station à des résultats pratiquement identiques.

Les observations portent sur 51 ans. Les résultats tirés du tableau de préclassement des données de base, sont consignée dans le tableau suivant, en regard de leur fréquences naturelles de dépassement F_1 prises égales à $\frac{n-\frac{1}{2}}{N}$:

TABLEAU XLV

N°	F_1	Débit (m³/s)	N°	F_1	Débit (m³/s)	N°	F_1	Débit (m³/s)
1	0,00980	9 700	18	0,34314	6 540	35	0,67647	5 505
2	0,02941	9 500	19	0,36275	6 480	36	0,69608	5 375
3	0,04902	8 740	20	0,38235	6 440	37	0,71569	5 375
4	0,06863	7 740	21	0,40196	6 440	38	0,73529	5 285
5	0,08824	7 640	22	0,42157	6 420	39	0,75490	5 240
6	0,10784	7 610	23	0,44118	6 380	40	0,77451	5 220
7	0,12745	7 560	24	0,46078	6 360	41	0,79412	5 180
8	0,14706	7 456	25	0,48039	6 280	42	0,81373	5 100
9	0,16667	7 400	26	0,50000	6 220	43	0,83333	4 980
10	0,18627	7 020	27	0,51961	6 210	44	0,85294	4 980
11	0,20588	6 980	28	0,53922	6 170	45	0,87255	4 920
12	0,22549	6 960	29	0,55882	6 000	46	0,89216	4 920
13	0,24510	6 960	30	0,57843	5 910	47	0,91176	4 830
14	0,26471	6 940	31	0,59804	5 790	48	0,93137	4 467
15	0,28431	6 900	32	0,61765	5 670	49	0,95098	4 290
16	0,30392	6 840	33	0,63725	5 610	50	0,97059	4 010
17	0,32353	6 740	34	0,65686	5 580	51	0,99020	3 645

a) SCHÉMA : LOI DE GIBRAT-GAUSS

$$F(q) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{u} e^{-\frac{u^2}{2}} du$$

avec

$$u = a \log (q - q_o) + b \qquad \text{(4-VIII)}$$

Nous ferons l'ajustement par la méthode du maximum de vraisemblance.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

L'estimation de q_o se fait par la formule :

$$\varphi(q_o) = 2{,}3026 \Sigma \frac{1}{q_i - q_o} \left[\frac{1}{N} \Sigma \log^2 (q_i - q_o) - \frac{1}{N^2} \Sigma^2 \log (q_i - q_o) \right] +$$

$$\Sigma \frac{1}{q_i - q_o} \log (q_i - q_o) - \frac{1}{N} \Sigma \log (q_i - q_o) \Sigma \frac{1}{q_i - q_o} = 0 \qquad \text{(5-VIII)}$$

Ici : $N = 51$

Une rapide étude en graphique gausso-logarithmique montre que l'on doit chercher pour q_o des valeurs négatives.

On trouve successivement :

$$q_o = -500$$

$$\Sigma \frac{1}{q_i - q_o} = 0{,}0078702638$$

$$\Sigma \log (q_i - q_o) = 194{,}77096$$

$$\Sigma \log^2 (q_i - q_o) = 744{,}167477$$

$$\Sigma \frac{1}{q_i - q_o} \log (q_i - q_o) = 0{,}029939393$$

d'où : $\varphi(q_o) = -0{,}000020145$

$$q_o = -1\,000$$

$$\Sigma \frac{1}{q_i - q_o} = 0{,}0072895556$$

$$\Sigma \log (q_i - q_o) = 196{,}41522$$

$$\Sigma \log^2 (q_i - q_o) = 756{,}730866$$

$$\Sigma \frac{1}{q_i - q_o} \log (q_i - q_o) = 0{,}027980791$$

d'où : $\varphi(q_o) = -0{,}000012077$

$$q_o = -2\,000$$

$$\Sigma \frac{1}{q_i - q_o} = 0{,}0063572596$$

$$\Sigma \log (q_i - q_o) = 199{,}36916$$

$$\Sigma \log^2 (q_i - q_o) = 779{,}591597$$

$$\Sigma \frac{1}{q_i - q_o} \log (q_i - q_o) = 0{,}024789588$$

d'où : $\varphi(q_o) = +0{,}000034163$

On n'a pas besoin d'estimer q_o avec une très grande précision et les trois points ainsi calculés sont suffisants pour tracer la courbe $\varphi(q_o)$. L'intersection avec l'abscisse donne sensiblement $q_o = -1\,300$ m³/s. La vérification montre qu'il en est ainsi à très peu près.

ICU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

On calcule ensuite :

$$a = \frac{1}{\sqrt{\frac{\Sigma \log^2 (q_i - q_o)}{N} - \frac{\Sigma^2 \log (q_i - q_o)}{N^2}}} \qquad (6\text{-VIII})$$

Or :

$$\log^2 (q_i - q_o) = 763{,}886872$$

$$\log (q_i - q_o) = 197{,}34463$$

d'où :

$$a = 13{,}94$$

b se calcule à partir de la relation :

$$b = -\frac{a \Sigma \log (q_i - q_o)}{N} \qquad (7\text{-VIII})$$

d'où :

$$b = -53{,}95$$

La loi de répartition s'exprime donc au moyen des deux équations :

$$F(q) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{u} e^{-\frac{u^2}{2}} \, du$$

$$u = 13{,}94 \log (q + 1\,300) - 53{,}95$$

Pour le calcul des fréquences correspondant à un débit donné, on se reportera aux valeurs de l'intégrale de Gauss données par les tables.

Exemple :

$$q = 10\,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\log (q + 1\,300) = 4{,}05308$$

$$u = 2{,}55934$$

La table de l'intégrale de Gauss donne pour cette valeur F = 0,9948. C'est la probabilité pour que le débit de 10 000 m³/s ne soit pas dépassé, ou probabilité de non dépassement. On recherche en général la probabilité de l'événement contraire, ou probabilité de dépassement :

$$F_1 = 1 - F = 0{,}0052$$

Calcul de la crue centenaire :

$$F_1 = 0{,}01$$

$$u = 2{,}326$$

$$\log (q + 1\,300) = \frac{u + 53{,}95}{13{,}94} = 4{,}036$$

d'où :

$$q + 1\,300 \neq 10\,900 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{et} \quad q \neq 9\,600 \text{ m}^3/\text{s}$$

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Calcul de la crue millénaire :

$$F = 0{,}001$$

On trouve :

$$q \# 11\,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

b) SCHEMA : LOI DE GOODRICH

La probabilité de dépassement est de la forme :

$$F_1(q) = e^{-A(q-\alpha)^{\frac{1}{n}}} \tag{8-VIII}$$

Nous avons vu que l'estimation des paramètres peut se faire à partir de la moyenne arithmétique $\bar{q}$ et des moments centrés de second ordre (σ^2) et de troisième ordre μ_3 :

On a les relations :

$$\varphi(n) = \frac{\mu_3}{\sigma^3} = \frac{1}{(\Gamma_2 - \Gamma_1^2)^{\frac{1}{2}}}\left[\frac{\Gamma_3 - \Gamma_1^3}{\Gamma_2 - \Gamma_1^2} - 3\Gamma_1\right] \tag{9-VIII}$$

$$A^{-n} = \frac{\sigma}{\sqrt{\Gamma_2 - \Gamma_1^2}} \tag{10-VIII}$$

$$\alpha = \bar{q} - \frac{\Gamma_1 \sigma}{\sqrt{\Gamma_2 - \Gamma_1^2}} \tag{11-VIII}$$

q, σ^2 et μ_3 peuvent être estimés à partir des données expérimentales au moyen des relations :

$$\bar{q} = \frac{1}{N}\Sigma q_i \tag{12-VIII}$$

$$\sigma^2 = \frac{1}{N-1}\Sigma(q_i - \bar{q})^2 \tag{13-VIII}$$

$$\mu_3 = \frac{N}{(N-1)(N-2)}\Sigma(q_i - \bar{q})^3 \tag{14-VIII}$$

On obtient :

$$q = 6\,206$$
$$\sigma^2 = 1\,594\,159$$
$$\sigma = 1\,263$$
$$\mu_3 = 1\,160\,341\,286$$
$$\sigma^3 = 2\,013\,422\,617$$
$$\frac{\mu_3}{\sigma^3} = 0{,}57630$$

$\varphi(n)$ est donné par le tableau III de l'introduction. Pour $\varphi(n) = 0{,}576$ on a $n = 0{,}480$. D'autre part :

$$\log A = -\frac{1}{2n}[\log \sigma^2 - \log(\Gamma_2 - \Gamma_1^2)] \tag{15-VIII}$$

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Pour $n = 0{,}480$

$$\Gamma_1 = \Gamma(1{,}48) = 0{,}8857469$$

$$\Gamma_2 = \Gamma(1{,}96) = 0{,}9837427$$

et $$\sqrt{\Gamma_2 - \Gamma_1^2} = 0{,}4463$$

On trouve finalement $A = 6{,}444 \times 10^{-8}$

et $$\alpha = \bar{q} - \frac{\Gamma_1 \sigma}{(\Gamma_2 - \Gamma_1^2)^{\frac{1}{2}}} = 3\,699$$

La loi de probabilité peut donc s'écrire :

$$F_1(q) = e^{-6{,}444.10^{-8}(q-3699)^{\frac{1}{0{,}480}}}$$

Le calcul d'une crue de probabilité donnée peut s'effectuer soit par les tables d'exponentielles, soit en passant par les logarithmes.

$$-6{,}444 \times 10^{-8}(q - 3\,699)^{\frac{1}{0{,}480}} = L\,F_1$$

$$(q - 3\,699) = \left(\frac{-L\,F_1}{6{,}444.10^{-8}}\right)^{0{,}480}$$

$$\log (q - 3\,699) = 0{,}480\,[\log 2{,}30259 + \log(-\log F_1) - \log 6{,}444.10^{-8}]$$

Crue centenaire :

$$F_1 = 0{,}01$$

$$\log F_1 = -2$$

$$\log(-\log F_1) = \log 2 = 0{,}30103$$

d'où $$\log (q - 3\,699) = 3{,}7699$$

et $q \# 9\,600$ m³/s

Crue millénaire :

$$F_1 = 0{,}001$$

$$\log F_1 = -3$$

d'où $q \# 10\,900$ m³/s

c) SCHEMA : LOI III DE PEARSON

La loi de probabilité de non-dépassement est donnée par la relation :

$$F(q) = \frac{a^\gamma}{\Gamma(\gamma)} \int_0^q e^{-aq}\, q^{\gamma-1}\, dq \qquad \text{(16-VIII)}$$

γ se calcule à partir de la relation (tableau IV de l'introduction).

$$\varphi(\gamma) = \log \bar{q} - \frac{\Sigma \log q_i}{N} = \log \gamma - 0{,}4343\psi(\gamma - 1) \qquad \text{(17-VIII)}$$

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Ici :
$$\log \bar{q} \frac{\Sigma \log q_i}{N} = 0{,}00870$$

Pour
$$\gamma = 25, \quad \varphi(\gamma) = 0{,}00875$$
$$\gamma = 26, \quad \varphi(\gamma) = 0{,}00841$$

Dans l'intervalle, la variation peut être considérée comme linéaire et on trouve en définitive : $\gamma = 25{,}15$

$$a = \frac{\gamma}{\bar{q}} = 0{,}004053$$

D'où la loi III de Pearson ajustée aux crues du Niger à Koulikoro :

$$F(q) = \frac{0{,}004053^{\gamma}}{\Gamma(25{,}15)} \int_0^q e^{-0{,}004053q}\, q^{24{,}15}\, dq$$

En fait, l'expression se simplifie par la considération de la variable intermédiaire :

$$y = aq$$

qui donne finalement :

$$F(q) = \frac{\Gamma_y(\gamma)}{\Gamma(\gamma)} = I(y, \gamma - 1) = I(y, 24{,}15)$$

avec
$$y = 0{,}004053q$$

Les tables de Pearson donnent les valeurs de I en fonction de la variable $u = \dfrac{y}{\sqrt{p+1}}$ et du paramètre $p = \gamma - 1$. On a ici :

$$p = \gamma - 1 = 24{,}15$$

d'où
$$u = \frac{0{,}004053\, q}{5{,}01} = 0{,}000809\, q$$

Crue centenaire :

$$F(q) = 1 - F_1(q) = 0{,}99$$

Les tables donnent $u = \dfrac{y}{\sqrt{p+1}} = 0{,}000809q = 7{,}7$ et $q \# 9\,500$ m³/s

Crue millénaire :

$$F(q) = 0{,}999$$

Les tables donnent $u = 0{,}000809q = 8{,}7$ et $q \# 10\,800$ m³/s

d) COMPARAISON DE CES TROIS AJUSTEMENTS. TEST DU χ^2

Les courbes correspondant aux différentes lois étudiées sont tracées sur le graphique de la figure 166 en regard des points expérimentaux.

RCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Pour l'application du test du χ^2, l'échantillon a été divisé en 9 classes, comme l'indique le tableau ci-dessous :

TABLEAU XLVI

Numéro de la classe	Bornes de la classe	Nombre expérimental n_i
1	< 4 900	5
2	4 900 - 5 200	6
3	5 200 - 5 500	5
4	5 500 - 6 000	6
5	6 000 - 6 400	7
6	6 400 - 6 800	6
7	6 800 - 7 000	6
8	7 000 - 7 700	6
9	> 7 700	4
	Total	51

Cas de la loi de Gibrat.

Le nombre théorique de points devant se trouver dans la classe 6 par exemple est égal à :

$$\nu_6 = N \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{u_1}^{u_2} e^{-\frac{u^2}{2}} du$$

avec

$$u_1 = 13{,}44 \log (6\,400 + 1\,300) - 53{,}95$$

$$u_2 = 13{,}94 \log (6\,800 + 1\,300) - 53{,}95$$

On trouve $\nu_6 = 5{,}76 \quad (n_6 = 6)$

En procédant de même pour chacune des classes, on peut dresser le tableau suivant :

TABLEAU XLVII

Numéro de la classe	n_i	ν_i	$(n_i - \nu_i)^2$	$\frac{(n_i - \nu_i)^2}{\nu_i}$
1	5	7,21	4,8841	0,6774
2	6	3,76	5,0176	1,3334
3	5	4,50	0,2500	0,0556
4	6	8,27	5,1529	0,6231
5	7	6,54	0,2216	0,0324
6	6	5,76	0,0576	0,0100
7	6	2,47	12,4609	5,0449
8	6	6,43	0,1849	0,0359
9	4	6,05	4,2025	0,6946

et

$$\chi^2 = \Sigma \frac{(n_i - \nu_i)^2}{\nu_i} = 8{,}5073 \neq 8{,}51$$

On a 3 paramètres estimés ($p = 3$) et le nombre de degrés de liberté est égal à $k - 1 - p = 5$.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

La table du χ^2 donne pour ce dernier une probabilité d'être dépassé comprise entre 10 et 20 %. La loi de Gibrat-Gauss peut donc être considérée comme un schéma acceptable pour représenter la distribution des crues du Niger.

Des calculs analogues donneraient pour la loi de Goodrich $\chi^2 = 9{,}33$ et pour la loi III de Pearson $\chi^2 = 8{,}44$. Les probabilités correspondantes, données par la table de χ^2 sont respectivement voisines de 10 % pour la loi de Goodrich (5 degrés de liberté) et de 20 % pour la loi III de Pearson (6 degrés de liberté).

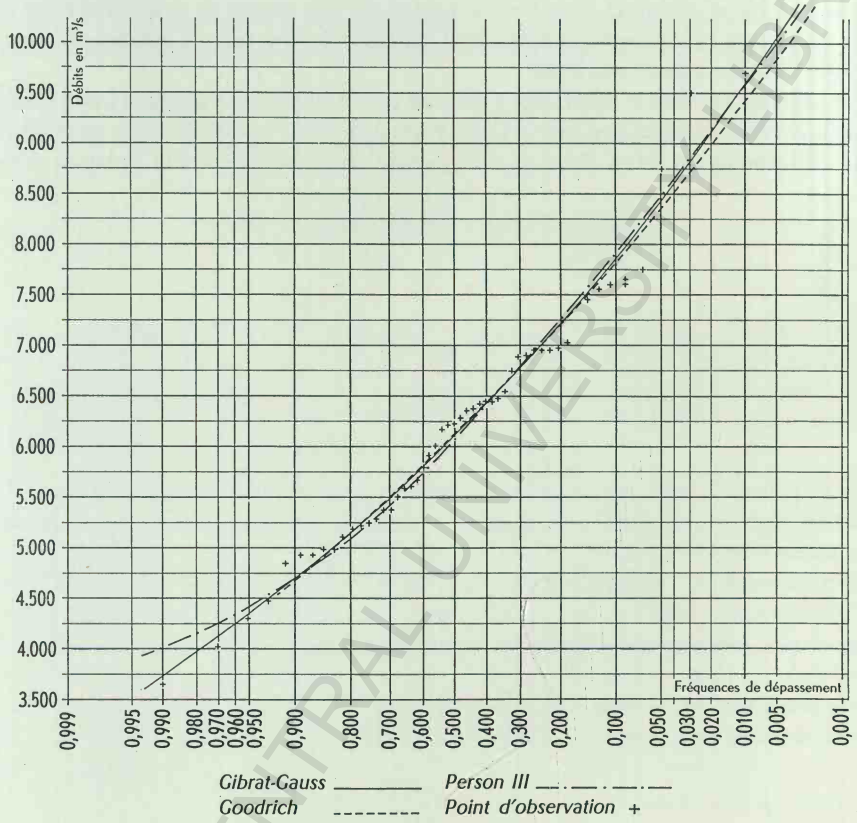


Fig. 166. NIGER à KOULIKORO. Distribution statistique des maximums annuels

On peut donc conclure que ces deux lois sont également susceptibles de représenter la distribution des crues du Niger à Koulikoro.

Le graphique de la figure 166 montre du reste que les représentations sont très voisines. Le tableau ci-après groupe les valeurs trouvées pour les fréquences centenaire et millénaire par l'application de ces différentes lois.

TABLEAU XLVIII

	Gibrat-Gauss	Goodrich	Pearson III
Crue centenaire	9 600	9 600	9 500
Crue millénaire	11 000	10 900	10 800

BCU IASI - CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Les débits, exprimés en mètres cubes par seconde, sont arrondis à 100. Les résultats sont pratiquement les mêmes.

Avant de clore ce paragraphe, nous dirons quelques mots de la méthode des courbes-enveloppes qui a connu et continue à connaître un certain succès. Cette méthode relève à notre avis de l'esprit des méthodes statistiques. Elle consiste à reporter sur un graphique, pour un ensemble géographique ou climatique donné, par exemple la bande tropicale boréale en Afrique, en ordonnée la crue maximale observée à chaque station pour laquelle la superficie du bassin contrôlé est portée en abscisse. On peut tracer une courbe de telle manière qu'aucun point du graphique ne corresponde à un débit supérieur à celui qui est indiqué par elle. Une telle courbe est dite *courbe enveloppe*.

Il est d'usage de faire le report des points en coordonnées logarithmiques. On s'aperçoit alors que la courbe enveloppe peut être grossièrement figurée par une droite. On a tracé figure 167 celle qui correspond aux Etats africains d'expression française situés dans la bande tropicale

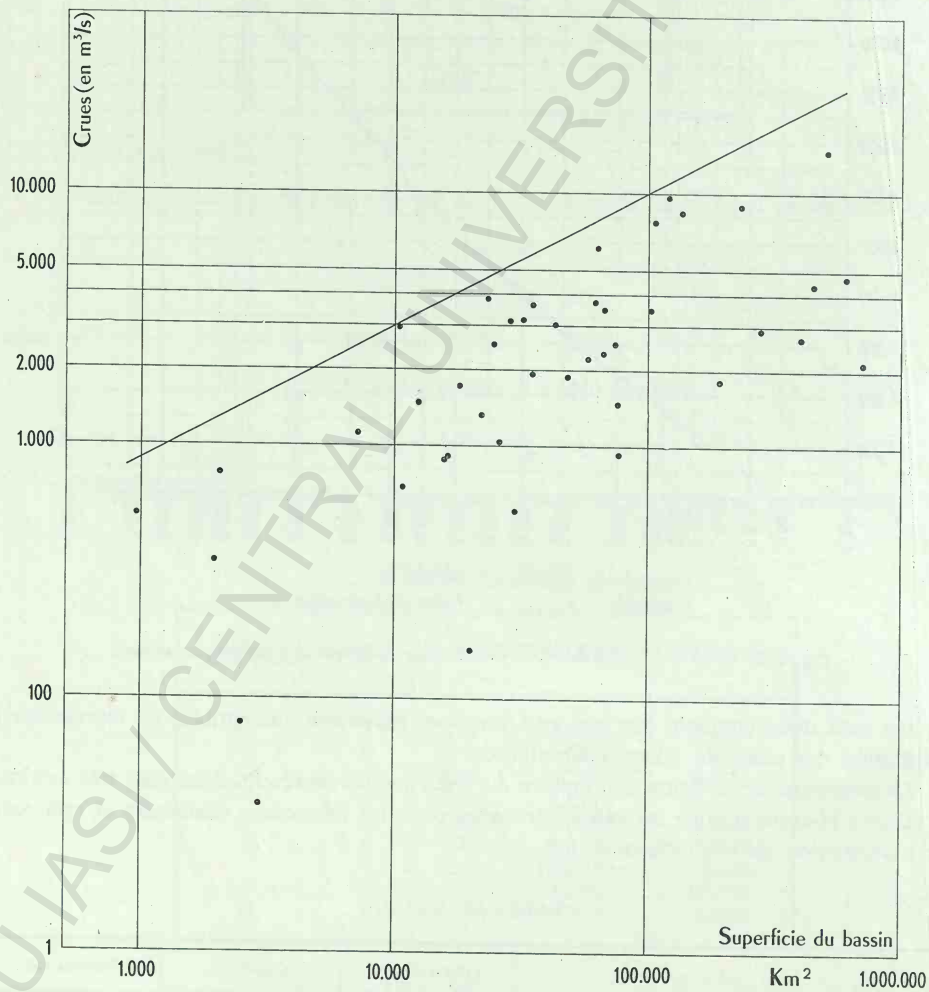


Fig. 167. Courbe enveloppe relative aux crues de la bande tropicale boréale du continent africain
(Données tirées des États d'expression française)

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

nord de l'Afrique. Au lieu des débits de crues on peut aussi utiliser leurs valeurs spécifiques : la droite-enveloppe est alors décroissante, on retrouve là une propriété de la variation d'un débit de crue de fréquence donnée avec la superficie du bassin pour une région géographique bien définie.

Il n'est guère possible d'attribuer à la courbe enveloppe une fréquence déterminée. En fait, la courbe enveloppe prétend représenter une valeur limite des crues possibles et fait appel, par là, à la notion de stations-années. Les évaluations que l'on peut faire avec une telle courbe même si les crues observées sont très nombreuses, sont en réalité très grossières, car les particularités géographiques de tel ou tel bassin ont une très grande influence sur la valeur des crues.

5. PRÉVISION DES CRUES

Dans toute l'acceptation du terme, prévoir une crue c'est dire à l'avance quel sera le débit ou la cote de la rivière en une station donnée à une date donnée. Les méthodes envisagées pour résoudre ce problème sont extrêmement nombreuses, aussi nous contenterons-nous d'en esquisser les principes en insistant seulement sur celle d'entre elles qui nous paraît susceptible de l'application la plus générale.

Un second aspect des questions de prévisions se rapporte non plus tellement à la prévision la plus exacte possible d'une cote à un instant donné, mais à l'évaluation même grossière des apports susceptibles de survenir à plus ou moins longue échéance, indication précieuse pour l'exploitation d'une retenue. Ces prévisions ont un caractère très différent des premières. Alors que celles-ci sont basées presque exclusivement sur les propriétés hydrauliques du réseau, celles-là mettent en jeu les données recueillies aux postes pluviométriques, car il est alors nécessaire de prévoir le plus longtemps possible à l'avance, avant que l'eau pluviale n'ait gagné la partie du réseau où la propagation des crues puisse être utilisée. Des méthodes analogues peuvent être employées dans certains cas pour prévoir la date et l'importance du maximum annuel très longtemps à l'avance.

A) Le mécanisme de la propagation et les méthodes qui en découlent

Une crue peut être considérée comme une onde se propageant dans la rivière. Comme toute onde elle sera donc caractérisée par une vitesse de propagation, une amplitude, une longueur et un taux d'amortissement. Toutes les méthodes utilisées pour décrire le phénomène font appel à la notion de conservation des volumes d'eau. Si l'on considère deux sections 1 et 2 séparées par une distance différentielle dx ou finie Δx, et si l'on admet qu'il n'y a ni apports secondaires ni fuites dans cet intervalle, il est bien évident que la différence des volumes écoulés en 1 et en 2 durant un intervalle de temps dt doit se traduire par un stockage ou un déstockage à l'intérieur du bief fini ou différentiel considéré. Ce fait est traduit par l'équation dite de continuité :

$$\frac{\partial \omega}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = 0 \qquad \text{(18-VIII)}$$

BOUVARD CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

ou, dans le cas d'un bief fini :

$$\frac{d\bar{\omega}}{dt}\Delta x = q_1 - q_2 \qquad \text{(19-VIII)}$$

ω : section droite à l'abscisse x

$\bar{\omega}$: section moyenne dans le bief fini (x_1, x_2)

q : débit à l'instant t.

Dans l'équation (18-VIII) on peut poser $\omega = ah$, a étant la largeur aux environs de la cote h assimilée à la profondeur moyenne. Si l'on désigne par r le débit en régime permanent, on sait que, le lit étant supposé stable, r est lié à h par une relation univoque. Lorsque passe une onde de crue, le régime n'est pas permanent et on dispose à la crue d'une pente motrice supérieure à la pente en régime permanent, d'où un débit complémentaire ρ (notations de M. BACHET) positif. De même, à la décrue, un débit complémentaire ρ négatif se manifestera. Le débit d'une onde de crue va donc se présenter comme une fonction $r(x, t)$ à laquelle s'ajoutera une fonction ρ : $q = r + \rho$. En se basant sur ces considérations, M. Bachet a transformé l'équation de continuité (18-VIII) en :

$$\frac{\partial r}{\partial t} + \frac{1}{a}\cdot\frac{dr}{dh}\cdot\frac{\partial r}{\partial x} + \frac{1}{a}\cdot\frac{dr}{dh}\frac{\partial \rho}{\partial x} = 0 \qquad \text{(20-VIII)}$$

et montré que la propagation de la crue est caractérisée par une translation horizontale de vitesse $\frac{dx}{dt} = \frac{1}{a}\cdot\frac{dr}{dh}$ et une variation du débit $\delta r = -\frac{\partial \rho}{\partial x}\,dx$. Cette variation est négative au sommet de la crue : elle caractérise donc l'amortissement de l'onde et on l'appelle *atténuation*. L'élimination de dx entre les équations $\frac{dx}{dt} = \frac{1}{a}\cdot\frac{dr}{dh}$ et $\delta r = -\frac{\partial \rho}{\partial x}\,dx$ donne la relation :

$$a\frac{\delta h}{dt} + \frac{\partial \rho}{\partial x} = 0 \qquad \text{(21-VIII)}$$

δh est la variation de hauteur correspondant à l'atténuation, h étant en relation univoque avec le débit r en régime permanent. L'équation exprime que le volume perdu par l'effet de l'atténuation entre deux sections de l'onde se déplaçant à la vitesse de propagation $\frac{1}{a}\cdot\frac{dr}{dh}$ est égal à la somme algébrique des débits complémentaires sortant pendant le temps dt nécessaire pour parcourir la distance dx.

Si l'on pose que la relation entre r et h est de la forme $r = Ch^{\frac{3}{2}}$, on voit que la vitesse de propagation de l'onde est :

$$v = \frac{3}{2}\frac{r}{ah} \qquad \text{(22-VIII)}$$

On a indiqué que le débit complémentaire ρ était dû à une augmentation, ou une diminution s'il est négatif, Δi de la pente motrice i. Si on admet une proportionnalité entre le débit et $\sqrt{i}$, on a :

$$\rho = \frac{\Delta i}{2i}\,r \qquad \text{(23-VIII)}$$

BOUIAS / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

M. Bachet montre que cette équation est équivalente à :

$$\rho = -\frac{1}{2i} \cdot \frac{dh}{dr} r\left(\frac{\delta r}{\delta x}\right) \qquad \text{(24-VIII)}$$

L'ensemble des relations (22-VIII) et (24-VIII) permet, tout au moins théoriquement, de déduire l'onde de crue passant en un point B de l'onde observée antérieurement en un point A situé à l'amont. En pratique, M. Bachet propose d'autres simplifications destinées à permettre une résolution graphique des équations afin d'accélérer les calculs (réglettes de Bachet). De toutes façons, la méthode suppose que les apports intermédiaires entre les deux stations sont peu importants.

Une autre analyse concernant la propagation des crues dans un cours d'eau, est rencontrée dans la plupart des ouvrages américains. Reprenons l'équation de continuité relative cette fois à un bief fini. On peut l'écrire :

$$\frac{\Delta S}{\Delta t} = q_1 - q_2 \qquad \text{(25-VIII)}$$

ΔS désignant la variation du volume d'eau stocké dans le bief. La variation totale du stockage est obtenue en faisant la somme algébrique de tous les ΔS calculés pendant la durée de la crue (fig. 168). Si les débits de la rivière au début et à la fin de la crue sont les mêmes, la variation totale du stockage devrait être nulle, à condition que les apports du bassin versant intermédiaire soient négligeables. Si ces apports ne sont pas négligeables par rapport à l'écoulement total, il faut en tenir compte : on établit alors l'hydrogramme de crue correspondant aux affluents pour lesquels la crue est enregistrée; pour les autres, on répartit le reliquat du bilan de stockage au prorata des ordonnées de l'hydrogramme des affluents jaugés.

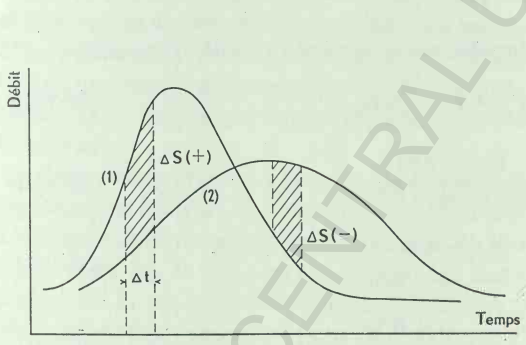


Fig. 168.

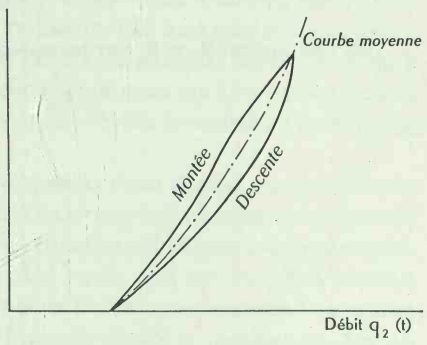


Fig. 169.

Pratiquement, on choisit un intervalle de temps Δt assez petit pour détailler suffisamment l'hydrogramme et on note sur un tableau, en fonction de l'heure, le débit aux stations 1 et 2 et le débit total (q') du bassin intermédiaire déterminé comme il a été dit plus haut : il est bien entendu que ce dernier doit rester un terme correctif. Chaque ΔS correspondant à chaque ΔT est calculé par la formule : $\Delta S = [(q_1 + q') - q_2]\Delta t$. Puis on calcule, pour chaque valeur de t, $S = \Sigma\Delta S$, la sommation s'étendant à tous les ΔS qui précèdent l'instant t. Les valeurs de S (t) sont reportées sur un graphique en regard des valeurs de q_2 : on trouve des courbes différentes pour la montée et la descente de la crue. Ceci vient du fait que si le débit à la station 2 (station aval) est représentatif du stockage en régime permanent, il ne renseigne en rien sur l'excédent de stockage dû au passage de l'onde de crue, excédent qui croît durant la montée des eaux à

la station 2 et décroît à la descente. Pour tenir compte de cet excédent, il faut introduire le débit (ou la hauteur à l'échelle) dans l'expression du stockage.

On trouve qu'une relation de la forme :

$$S = \frac{b}{a}[x\, q_1^{m/n} + (1 - x)\, q_2^{m/n}] \qquad (26\text{-VIII})$$

est généralement satisfaisante. a et n sont les paramètres moyens d'une loi hauteur-débit de la forme $q = ah^n$ à chacune des extrémités du bief; b et m sont les paramètres de la courbe moyenne de forme $S = b\,h^m$ dans le bief. x est un coefficient qui tient compte de l'influence plus ou moins grande de la station amont et de la station aval sur la valeur du stockage. Dans la pratique, on peut en général admettre que m/n est égal à 1 ; en posant $\frac{b}{a} = K$, on prend :

$$S = K[x\, q_1 + (1 - x)\, q_2] \qquad (27\text{-VIII})$$

x est déterminé par approximations : on porte S (déterminé à partir de l'hydrogramme comme il a été indiqué plus haut) en fonction de $xq_1 + (1 - x)\, q_2$ en faisant varier x jusqu'à ce que la courbe obtenue soit une droite, alors que sur la figure 169 représentant S en regard de q_2, on avait deux courbes distinctes. K est déterminé graphiquement par le coefficient angulaire de la droite.

Considérons (Méthode de Muskingum) une durée t au début de laquelle on a $q_1 = q_{11}$, $q_2 = q_{21}$ et $S = S_1$ et à la fin de laquelle on a $q_1 = q_{12}$, $q_2 = q_{22}$ et $S = S_2$. L'équation de continuité (25-VIII) peut s'écrire, en supposant les variations linéaires durant le temps t :

$$\frac{q_{11} + q_{12}}{2}\, t - \frac{q_{21} + q_{22}}{2}\, t = S_2 - S_1 \qquad (28\text{-VIII})$$

En remplaçant S_2 et S_1 par les valeurs données par la relation (27-VIII), on trouve :

$$q_{22} = c_0 q_{12} + c_1 q_{11} + c_2 q_{21} \qquad (29\text{-VIII})$$

avec :

$$c_0 = -\frac{Kx - 0{,}5t}{K(1 - x) + 0{,}5t} \qquad (30\text{-VIII})$$

$$c_1 = \frac{Kx + 0{,}5t}{K(1 - x) + 0{,}5t} \qquad (31\text{-VIII})$$

$$c_2 = \frac{K(1 - x) + 0{,}5t}{K(1 - x) - 0{,}5t} \qquad (32\text{-VIII})$$

$$c_0 + c_1 + c_2 = 1$$

Le temps t doit être choisi au plus égal au temps de propagation de la crue de la section 1 à la section 2. K, x et t étant ainsi connus, on peut déterminer les coefficients de l'équation (29-VIII). Juste avant la crue, on peut considérer que q_1 et q_2 ont la même valeur. Nous les appellerons q_{10} et q_{20} (instant 0). A l'instant 1 séparé de l'instant 0 par la durée t, on aura :

$$q_{21} = c_0 q_{11} + c_1 q_{10} + c_2 q_{20}$$

ce qui permet de calculer le débit sortant du bief à l'instant 2 connaissant les caractéristiques de l'hydrogramme à l'entrée du bief et en supposant $q_{10} = q_{20}$. La valeur de q_{21} ainsi calculée peut servir de point de départ pour l'intervalle de temps (1, 2) etc. On peut ainsi, de proche en

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

proche, déduire l'hydrogramme à la sortie du bief de l'hydrogramme à l'entreé. Il faut toutefois remarquer que q_2 à un instant donné ne peut pas être calculé si on ne connaît pas q_1 au même instant. Cette méthode qui analyse seulement la propagation de la crue ne permet donc aucune prévision.

B) Méthodes statistiques d'annonce des crues

Nous avons vu que l'analyse physique du phénomène de propagation peut conduire à une méthode de prévision des crues. Mais en fait, la détermination pratique des paramètres fait déjà appel implicitement à la statistique, ne serait-ce que pour schématiser les équations de propagation et rendre pratiquement possible leur solution. On peut donc se demander s'il ne serait pas plus simple, et tout aussi précis, d'établir directement des corrélations entre les hauteurs ou les débits aux différentes stations d'un réseau en tenant compte, comme nous le verrons, du temps de propagation et en effectuant éventuellement des corrections relatives à l'effet du stockage. L'analyse physique n'en reste pas moins très intéressante pour la compréhension du phénomène.

Nous exposerons la méthode utilisée par le Service Hydrologique de l'Orstom en commençant par le cas le plus simple : 2 stations A (Amont) et B (Aval) situées aux extrémités d'un bief pour lequel les apports locaux n'ont pas grande influence sur les crues. On commence par déterminer grossièrement le temps de propagation en mesurant l'intervalle de temps qui sépare en moyenne deux pointes de crues observées successivement en A et B. C'est là que nous attend la première difficulté pratique : si l'on se réfère aux relevés antérieurs à l'installation du service d'annonce des crues, il est rare que la densité dans le temps des observations soit suffisante. De plus, il faut que les observations aux deux stations soient vraiment simultanées et précises, ce qui est rarement réalisé dans un réseau ordinaire. Ces inconvénients ont moins d'importance si le temps de propagation est grand (de l'ordre de plusieurs jours); quoi qu'il en soit, on dressera ainsi une première esquisse de la méthode d'annonce que l'on perfectionnera par la suite à mesure que seront recueillies des observations au réseau spécialement conçu pour la prévision.

Une valeur moyenne provisoire θ_1 du temps de propagation étant choisie, on porte sur un graphique les hauteurs H_A relevées à la station A (abscisses) en regard des hauteurs H_B obtenues à la station B (ordonnées) avec un décalage de temps θ_1. On ajuste alors une courbe de corrélation entre H_B et H_A soit par la méthode des moindres carrés, soit par moyenne mobile. On calcule la somme $\Sigma\varepsilon_i^2$ des écarts à la courbe des points H_B. On recommence l'opération pour différentes valeurs du temps de propagation de façon à obtenir la variation de $\Sigma\varepsilon_i^2$ en fonction de ce paramètre; on admet que la valeur la plus vraisemblable θ est obtenue lorsque $\Sigma\varepsilon_i^2$ est minimale. La courbe de corrélation tracée pour cette valeur θ du temps de propagation donne les cotes en B les plus probables connaissant les cotes en A θ heures ou jours auparavant.

Cette méthode, comme celle de Bachet, suppose que les apports intermédiaires du bassin compris entre les deux stations n'ont pratiquement pas d'influence sur la propagation. Elle suppose également que l'effet de réservoir entre A et B n'est pas trop grand, auquel cas des corrections devraient être apportées, par exemple par la méthode de Muskingum. Il n'en reste pas moins vrai que pour la plupart des grands fleuves tropicaux, la méthode convient très bien telle qu'elle est.

Après quelques années d'observations sur le *réseau prévision* on peut perfectionner la méthode en tenant compte du fait que la vitesse de propagation n'est pas la même pour les différentes hauteurs dans la rivière. Les corrélations sont alors établies par tranches de hauteurs pour chacune desquelles on minimise $\Sigma\varepsilon_i^2$ afin de déterminer le temps probable de propagation.

On peut enfin faire la distinction entre crue et décrue et même tenir compte de la vitesse de montée ou de descente à la station A.

Nous donnons figure 170 le graphique de propagation établi en 1951 par le commandant Yeyer pour la prévision des hauteurs d'eau de l'Oubangui. Ce graphique a été établi par une méthode un peu différente de celle que nous venons d'exposer, mais dans le même esprit; les temps de propagation ont été déterminés par tranches de 10 cm. Les prévisions, compte tenu de la simplicité de la méthode et du fait que les relevés utilisés pour l'établissement du graphique n'étaient pas toujours de première qualité, sont très satisfaisantes.

S'il existe un ou plusieurs affluents entre les deux stations ou si la prévision doit être faite à partir de plusieurs branches mères drainant le haut bassin, on opère de la façon suivante. Nous supposerons pour fixer les idées que le réseau se présente schématiquement comme il est indiqué figure 171. Sur les différents affluents ou branches mères, il est rare que l'un d'eux ne soit pas prédominant, tendance indiquée sur la figure 171 par des cercles plus ou moins grands.

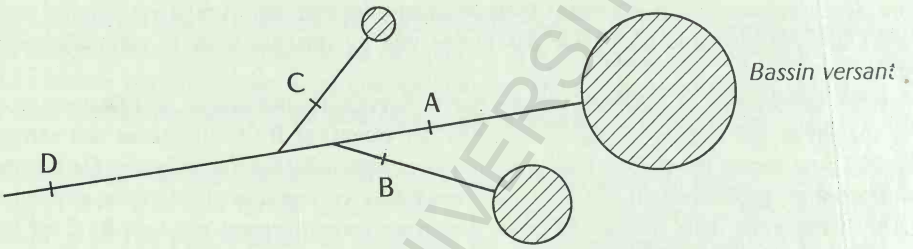


Fig. 171.

Dans le cas présent, la branche contrôlée par la station est plus importante que celle de la station B, elle-même plus importante que C.

On commence par appliquer la méthode exposée ci-dessus entre les stations A et D. On en tire une valeur $\Sigma\varepsilon_i^2$ (A) minimale pour un temps de propagation correct. Entre chaque hauteur H_D observée et la valeur correspondante de H_D déduite de la hauteur homologue H_A par la courbe de corrélation, il existe un écart E_{AD}. On peut raisonnablement imputer une partie de cet écart à l'influence de la station B et étudier $E_{AD}{}^{\Sigma\varepsilon_i^2}$ (B) déduit des écarts entre valeurs observées des E_{AD} et valeurs de E_{AD} tirées de la courbe de corrélation entre E_{AD} et les hauteurs H_B. Il suffit de minimiser $E_{AD}{}^{\Sigma\varepsilon_i^2}$ (B) pour obtenir le temps de propagation probable entre B et D. D'où un nouveau résidu que l'on imputera à l'influence de C etc... On voit que ceci n'est pas autre chose que l'application de la méthode des résidus exposée dans l'*Introduction* pour l'ajustement graphique d'une fonction à plusieurs variables : ici $H_D = \varphi\ (H_A, H_B, H_C)$, avec toutefois, comme paramètres supplémentaires, les temps de propagation qui interviennent de façon différente.

C) Méthodes hydropluviométriques et hydrométéréologiques

Il peut se faire que les méthodes physiques ou statistiques basées sur la propagation des crues ne permettent pas d'obtenir des prévisions suffisamment à l'avance pour le but pratique cherché. On peut alors tenter de remonter à la source même des débits, c'est-à-dire aux pluies. Le réseau de stations hydrométriques de prévision doit alors se doubler d'un réseau pluviométrique de prévision. Dans certains cas, on souhaite avoir des renseignements avant même que

BOU IAS CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Fig. 170. PROPAGATION DE LA CRUE AU LONG DE L'OUBANGUI

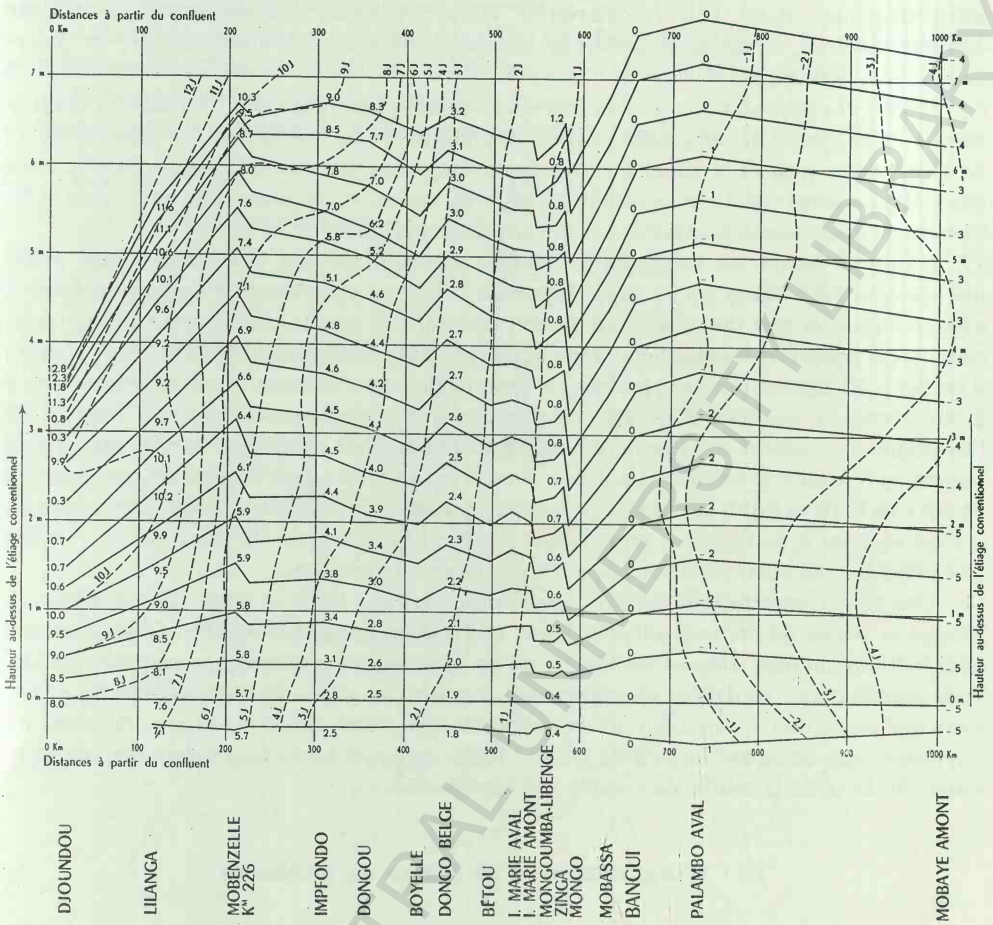


Tableau donnant la lecture à l'échelle de DJOUNDOU (km 20 de l'OUBANGUI) en fonction des lectures aux échelles de BANGUI et de COQUILHATVILLE.
La lecture à l'échelle de DJOUNDOU est la somme B'' + C''
L'étiage conventionnel à DJOUNDOU est par définition le niveau de l'eau lorsque les échelles de BANGUI et de COQUILHATVILLE marquent à la fois zéro.
La lecture à l'échelle de DJOUNDOU qui correspond à l'étiage conventionnel est donc :
005 + 015 = 020 centimètres

DJOUNDOU			DJOUNDOU			DJOUNDOU			DJOUNDOU		
BANGUI	B''	retard	COQUILH.	C''	retard	BANGUI	B''	retard	COQUILH.	C''	retard
000	005	8,0	000	015	1.	410	237	10,2			
010	010	8,1	010	018		420	246	10,1			
020	014	8,2	020	021		430	255	10,0			
030	019	8,3	030	024		440	263	9,9			
040	023	8,4	040	027		450	270	9,9			
050	028	8,5	050	030		460	277	10,0			
060	033	8,6	060	033		470	284	10,0			
070	038	8,7	070	036		480	290	10,1			
080	043	8,8	080	039		490	295	10,2			
090	048	8,9	090	042		500	299	10,3			
100	053	9,0	100	046		510	303	10,4			
110	058	9,1	110	049		520	307	10,5			
120	063	9,2	120	053		530	311	10,6			
130	068	9,3	130	057		540	315	10,7			
140	073	9,4	140	062		550	319	10,8			
150	078	9,5	150	066		560	323	10,9			
160	083	9,6	160	071		570	326	11,0			
170	089	9,7	170	076		580	330	11,1			
180	094	9,8	180	082		590	333	11,2			
190	100	9,9	190	087		600	337	11,3			
200	105	10,0	200	093		610	340	11,4			
210	111	10,1	210	098		620	344	11,5			
220	117	10,2	220	103		630	347	11,6			
230	122	10,3	230	107		640	351	11,7			
240	127	10,4	240	111		650	354	11,8			
250	131	10,5	250	115		660	357	11,9			
260	135	10,6	260	119		670	359	12,0			
270	139	10,7	270	123		680	361	12,1			
280	144	10,8	280	127		690	363	12,2			
290	148	10,9	290	131		700	365	12,3			
300	153	11,0	300	135		710	367	12,4			
310	158	11,1	310	139		720	369	12,5			
320	163	11,2	320	143		730	371	12,6			
330	168	11,3	330	147		740	373	12,7			
340	174	11,4	340	150		750	375	12,8			
350	181	11,5	350	152							
360	189	11,6	360	154							
370	198	11,7	370	156							
380	207	11,8	380	158							
390	217	11,9	390	160							
400	227	10,3	400	162							

PROPAGATION DE LA CRUE LE LONG DE L'OUBANGUI

Le présent graphique résume les tableaux de concordance qui ont été établis pour toutes les stations de l'Oubangui. Les traits pleins représentent les surfaces d'équilibre rapportées à l'étiage conventionnel depuis Bangui jusqu'au confluent.

On a figuré les surfaces qui coupent l'échelle de Bangui tous les 50 centimètres de 0 à 7,50 m ainsi que la surface qui passe par la graduation − 40 de l'échelle de Bangui, niveau le plus bas qui ait jamais été observé.

Les petits chiffres indiquent, en jours et dizaines de jours les durées de propagation depuis Bangui. En amont de Bangui ces chiffres sont toujours négatifs et les durées de propagation n'ont été déterminées qu'à un jour près.

Les courbes en pointillé sont les courbes d'égale durée de propagation, tracées de jour en jour.

A Djoundou, station la plus proche du confluent, la crue du Congo est sensible : le graphique ne donne que la hauteur d'eau due à l'Oubangui, celle que l'on aurait si l'échelle de Coquilhatville (sur le Congo en amont du confluent) indiquait zéro. Pour avoir la hauteur au dessus de l'étiage conventionnel à Djoundou, il convient d'ajouter à la hauteur donnée par le graphique une correction à Djoundou, il convient d'ajouter à la hauteur donnée par le graphique une correction qui dépend de la lecture à l'échelle de Coquilhatville.

Il est probable qu'en amont de Bangui la courbe réelle est beaucoup plus dentelée que la courbe moyenne figurée à cause de l'effet de barrage des sols rocheux.

Pour avoir les hauteurs d'eau rapportées à l'étiage conventionnel il faut corriger les lectures des échelles de :

MOBAYE	+ 27 cm	BOMA	00
PALAMBO	− 24 cm	BETOU	− 07 cm
BANGUI	00	DONGO BELGE	+ 195 cm
MOBASSA	+ 23 cm	BOYELLE	− 08 cm
MONGO	− 11 cm	DONGOU	− 28 cm
ZINGA	− 01 cm	IMFONDO	− 24 cm
MONGOUMBA	− 09 cm	K. M. 226	− 15 cm
LIBENGUE	+ 178 cm	MOBENZELLE	+ 03 cm
ILE MARIE AMONT	+ 16 cm	LILANGA MOKE	+ 16 cm
ILE MARIE AVAL	+ 32 cm	DJOUNDOU	− 20 cm

BCU LAUSANNE CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

les pluies soient tombées : il faut alors tâcher de prévoir les précipitations par des prévisions météorologiques. Il est bon de réserver le terme *prévisions hydrométéorologiques* à cette dernière méthode, en appelant *prévisions hydropluviométriques* celles qui utilisent les observations pluviométriques.

Il n'est pas possible de donner de méthodes vraiment générales pour l'application des prévisions de ce type. Chaque problème pose en pratique un cas particulier. La mise en œuvre de la prévision peut faire appel à l'hydrologie analytique étendue aux grands bassins (voir chap. IX) ou simplement aux corrélations entre les débits et un indice pluviométrique judicieusement choisi concernant la période qui précède la prévision.

De toutes façons, ces méthodes de donnent jamais, et de loin, des résultats aussi précis que les méthodes basées sur la propagation de l'onde de crue lorsqu'il s'agit de prévoir à chaque instant la cote de l'eau à une station donnée. Par contre, elles peuvent fournir dans certains cas des prévisions très honorables de certains éléments intéressants de la crue. Ce genre d'études a été fait surtout pour prévoir les apports globaux à attendre d'une crue consécutive à une averse ou une série d'averses recueillies ou météorologiquement prévues; l'emploi de l'hydrogramme unitaire ou d'une autre méthode d'hydrologie analytique étendue aux grands bassins peut fournir la solution. La date à laquelle les apports seront disponibles, par exemple derrière un barrage hydro-électrique, est fournie par l'étude du temps de concentration combiné, si c'est nécessaire, au temps de propagation dans le bief principal. On conçoit tout l'intérêt que présentent de telles prévisions pour l'exploitation des ouvrages.

Une autre caractéristique qui peut être atteinte par cette méthode est le maximum annuel, lorsque le bassin de drainage est très grand et l'hydrogramme très régulier. C'est ainsi que pour le bassin du Bani, affluent du Niger, on s'est aperçu que le maximum pouvait être entièrement prédéterminé, en date et en importance, à partir des pluies tombées jusqu'à fin juillet, alors que ce maximum se produit généralement fin septembre, début octobre, et du début de l'hydrogramme enregistré jusqu'à fin juillet : seules quelques corrections tenant compte de la forme du début de la courbe de montée sont introduites.

D) L'organisation d'un réseau de prévisions

Une prévision, de quelque nature qu'elle soit, présente d'autant plus d'intérêt pour les utilisateurs qu'elle est faite plus longtemps avant que le phénomène craint ou souhaité ne survienne. Il faut que les autorités responsables aient le temps de prendre les mesures de sécurité nécessaires s'il s'agit de protéger un quartier menacé, que le chef d'usine ait pu vider une partie de la retenue qui s'apprête à recevoir une crue en augmentant le débit turbiné, que le navigateur ait le temps d'appareiller avant que son bateau ne puisse plus franchir les seuils, etc.

La préoccupation dominante d'un service d'annonce de crues sera donc la rapidité des liaisons entre les observateurs et le centre de calcul chargé de faire la prévision. En général, seules des liaisons téléphoniques ou radiophoniques permettent de répondre à cette exigence. Dans les pays très développés, cela ne pose pratiquement pas de problème, le réseau téléphonique officiel étant souvent suffisant. Dans les pays en voie de développement, des liaisons radio autonomes sont toujours nécessaires. La figure 172 montre en exemple le schéma d'installation adopté par M. ALDEGHERI en 1954 au Nord-Cameroun pour la prévision des crues de la Benoué dans le bief Garoua - Ouro-Boki. Le dispositif comporte :

— des stations pluviométriques du service météorologique pour lesquelles toutes dispositions ont été prises en vue d'une transmission rapide des relevés d'averses;

— Des stations limnimétriques d'alerte placées dans les hauts bassins et destinées aux prévisions à longue échéance conjointement avec les postes pluviométriques indiqués ci-dessus;

BCU LAUSANNE CENTRALE MAGASIN LIVRE

— des stations principales limnimétriques et pluviométriques, destinés aux prévisions à courte échéance (1 à 2 jours) à Garoua et à Ouro-Boki;

— deux stations centrales : Garoua qui utilise les relevés de Riao et de Cossi; Ouro-Boki pour laquelle les prévisions sont faites à partir de Garoua et de Safaï (sur le Faro).

Les observations limnimétriques sont faites toutes les heures de 6 h à 18 h. Lorsqu'à 18 h le niveau continue à monter, les relevés sont poursuivis dans la nuit toutes les deux heures.

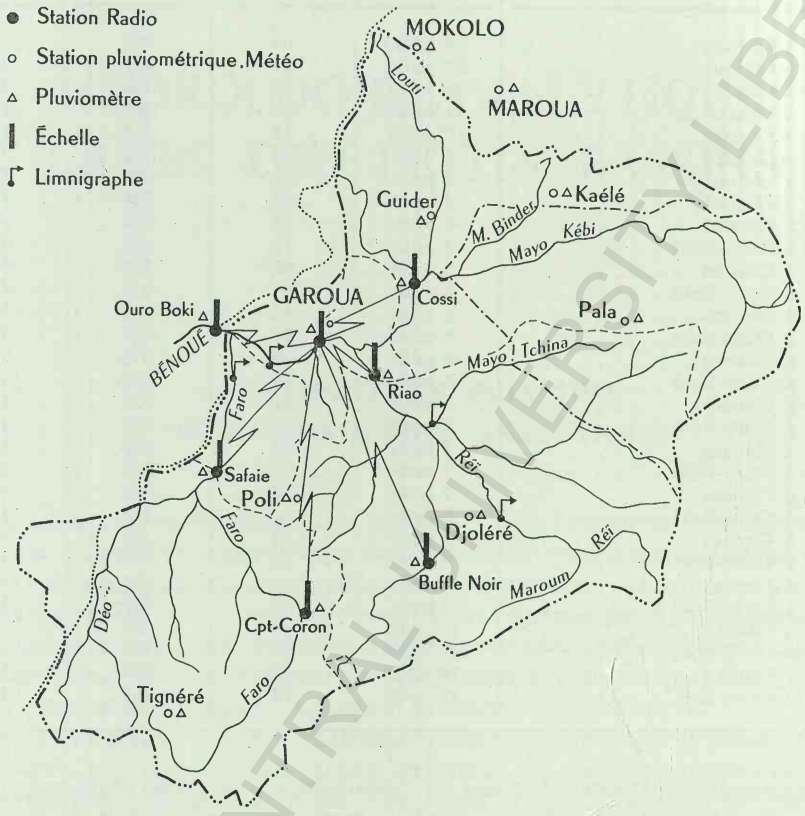


Fig. 172. Réseau d'annonces de crues de la Bénoué

La transmission des résultats est assurée par deux vacations radio à 6 h 30 et 18 h pour le réseau autonome; les stations pluviométriques relevant du Service météorologique transmettent les données recueillies par voie télégraphique ordinaire au bureau des P. et T. de Garoua d'où elles sont immédiatement communiquées au Service d'Annonce des crues.

Outre la prévision à courte échéance effectuée de façon précise par la méthode de corrélation, des prévisions à longue échéance beaucoup moins précises, mais néanmoins fort utiles, sont communiquées dans les bulletins journaliers. Ces prévisions à longue échéance donnent surtout la tendance du fleuve à la montée ou à la décrue; elles font largement appel aux résultats pluviométriques et exigent, plus que l'application systématique d'une méthode rigoureuse, un flair du prévisionniste qui ne s'acquiert qu'avec le temps et par une connaissance parfaite du bassin et du réseau de drainage. Le tableau XLIX montre quelques résultats obtenus par le Service d'Annonce des crues de Garoua.

ROYAL CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

TABLEAU XLIX

Prévision des crues de la Bénoué à Garoua et Ouro-Boki
du 29 juillet au 10 août 1955

Stations pour lesquelles les prévisions sont faites	Jours	Heures	Cotes prévues	Cotes atteintes
Bénoué à Garoua.....	29 juillet	06	360	348
Bénoué à Garoua.....	30 juillet	18	435	437
Bénoué à Garoua.....	31 juillet	06	450	452
Bénoué à Garoua.....	31 juillet	18	465	470
Bénoué à Garoua.....	1er août	18	515	513
Bénoué à Garoua.....	2 août	06	530	530
Bénoué à Garoua.....	2 août	18	548	547
Bénoué à Garoua.....	3 août	06	555	560
Bénoué à Garoua.....	4 août	18	568	566
Bénoué à Ouro-Boki	4 août	18	435	438
Bénoué à Garoua.....	5 août	06	570	563
Bénoué à Ouro-Boki	5 août	06	437	451
Bénoué à Garoua.....	5 août	18	570	566
Bénoué à Ouro-Boki	5 août	18	455	459
Bénoué à Garoua.....	6 août	06	570	570
Bénoué à Ouro-Boki	6 août	06	460	460
Bénoué à Garoua.....	6 août	18	573	577
Bénoué à Ouro-Boki	6 août	18	458	464
Bénoué à Garoua.....	7 août	06	580	580
Bénoué à Ouro-Boki	7 août	06	463	465
Bénoué à Garoua.....	7 août	18	583	583
Bénoué à Ouro-Boki	7 août	18	465	471
Bénoué à Garoua.....	8 août	18	588	590
Bénoué à Ouro-Boki	8 août	18	477	477
Bénoué à Garoua.....	9 août	06	592	590
Bénoué à Ouro-Boki	9 août	06	478	477
Bénoué à Garoua.....	10 août	06	588	588
Bénoué à Ouro-Boki	10 août	06	473	470
Bénoué à Garoua.....	10 août	18	583	581
Bénoué à Ouro-Boki	10 août	18	465	457

L'esquisse que nous venons de tracer sur l'organisation d'un réseau d'annonce des crues montre, sans qu'il soit besoin de plus amples commentaires, que c'est là un domaine de l'hydrologie pour lequel la nécessité d'une coopération interétat est la plus évidente lorsqu'il s'agit de faire des prévisions sur de grands fleuves intéressant plusieurs états.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

CHAPITRE IX

HYDROLOGIE ANALYTIQUE CRUES DES PETITS BASSINS

1. DONNÉES ET PRINCIPES DE L'HYDROLOGIE ANALYTIQUE

Une averse dont la répartition dans le temps et dans l'espace est parfaitement définie, tombant sur un bassin de caractéristiques physiques définies (aspect morphologique, sol, végétation — voir chap. III) avec des conditions initiales climatiques et hydrologiques données, donne nécessairement lieu à l'exutoire du bassin de drainage considéré à un hydrogramme bien défini. L'hydrologie analytique se propose, à partir des données relatives à l'averse et au terrain, de chercher la suite des opérations permettant le passage du hyétogramme à l'hydrogramme : elle relève donc d'une conception entièrement déterministe du phénomène.

Nous avons déjà vu que lorsqu'une pluie tombe sur une parcelle de terrain, une partie est interceptée, soit par la végétation (arbres ou herbes), soit par les cavités naturelles plus ou moins imperméables du sol, une partie parfaitement négligeable de l'eau atteignant le sol s'évapore immédiatement, une partie s'infiltre pour aller en général enrichir les nappes et être restituée à l'exutoire ou à l'aval de ce dernier quelque temps après, le reste ruisselle et constitue souvent la partie la plus importante de l'écoulement des crues à l'exutoire.

La partie de la précipitation interceptée, ou interception, est presque à coup sûr perdue pour l'écoulement par évaporation différée. L'eau infiltrée ne va pas toute alimenter la nappe, nous avons vu qu'une partie peut être utilisée pour modifier l'état hygroscopique du sol. Même l'eau qui atteint la nappe n'est pas restituée en totalité à l'écoulement; nous avons vu par quel mécanisme une part plus ou moins importante de l'eau des nappes peut être ramenée au niveau du sol et évaporée.

Le ruissellement est constitué par le solde du bilan que nous venons d'esquisser; c'est donc l'eau qui, parvenant au sol, n'est pas absorbée par lui et coule plus ou moins librement à sa surface. Ce n'est pas une vue de l'esprit ni une hypothèse de calcul, c'est un phénomène tout à fait observable dans la nature ainsi qu'en témoignent les photos de la figure 173.

Il est souvent commode d'ajouter à cette nomenclature un autre type d'écoulement qualifié traditionnellement d'hypodermique ou d'écoulement de subsurface. L'existence de quelque chose qui n'appartient pas au débit de base, fourni par les nappes, mais qui n'a pas le même

BOUTAUD CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

comportement que le ruissellement pur tel que le montrent nos photos, a été mis en évidence par les hydrologues lorsqu'ils ont cherché à décomposer en ses différentes composantes l'hydrogramme de crue observé à l'exutoire : nous verrons comment dans quelques instants. On a cru alors qu'il s'agissait d'un écoulement dans les premiers centimètres du sol, écoulement qui aurait été parallèle à la surface du sol comme le ruissellement, d'où les appellations *hypodermique* et *de subsurface*.

Cette interprétation est contraire à toutes les lois de la mécanique et on ne voit pas sous l'influence de quelles forces pourrait avoir lieu un tel écoulement qui d'ailleurs n'a jamais été observé. En fait, l'*écoulement hypodermique* tel qu'il vient d'être décrit n'existe pas : il

Cliché Chartier

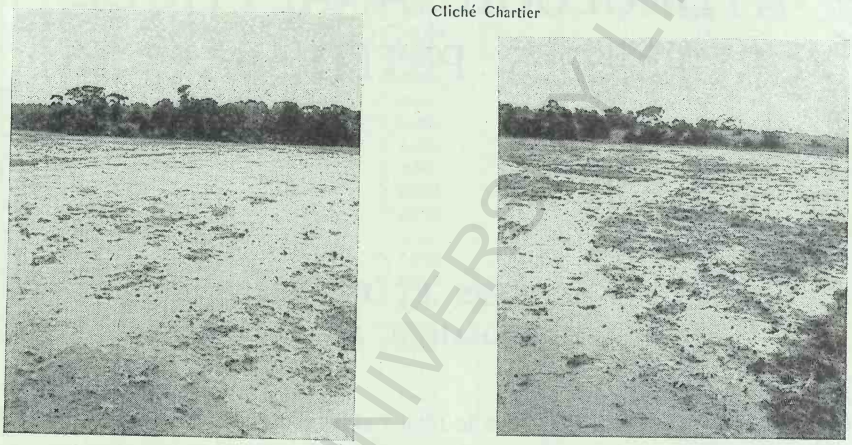


Fig. 173. Ruissellement en nappe (Fouta-Djallon)

s'agit tout simplement d'un ruissellement de très faible hauteur de lame ou en minces filets, freiné par la base de la végétation herbacée ou les aspérités du sol plus efficacement que le ruissellement en nappe ou à grosse concentration nettement caractérisée. On peut voir là quelque chose d'analogue à la notion de couche limite en hydraulique : comportement de l'écoulement changeant d'une façon presque discontinue suivant l'importance relative des aspérités et de l'épaisseur de la lame. Ce type de ruissellement comporte également la vidange progressive de certaines cavités du sol remplies jusqu'à déverser lors de la phase excédentaire de l'averse, et le produit de suintements divers sur les bords des rigoles du réseau hydrographiques; c'est cette dernière forme d'écoulement qui a sans doute donné naissance à l'hypothèse simpliste énoncée plus haut. Plusieurs auteurs ont proposé l'expression *ruissellement retardé*, beaucoup mieux adaptée ; cependant, le terme *hypodermique* est tellement répandu que nous continuerons à l'employer tout en insistant sur le fait qu'il est parfaitement impropre.

D'après ce qui précède, il apparaît clairement que l'ensemble des débits qui composent une crue ne suivent pas des lois simples et sont difficilement accessibles à l'analyse. De là à essayer de séparer les écoulements arrivant à l'exutoire et provenant de l'un ou l'autre de ces modes d'alimentation, il n'y a qu'un pas. A priori, la seule donnée quantitative que l'on possède est l'hydrogramme enregistré à l'exutoire et il semble bien difficile au seul vu de cette courbe de séparer les trois types d'écoulement. Cependant, lorsque l'hydrogramme est *pur*, on constate sur la courbe de décrue, appelée aussi courbe de récession, deux variations brutales de la courbure. On admet que ces deux variations de courbures marquent sur la courbe de décrue la séparation entre le ruissellement pur et le ruissellement hypodermique d'une part, entre ce dernier et la courbe de tarissement, c'est-à-dire le débit de base, d'autre part.

Il est en général difficile de déterminer la position des changements de courbure sur l'hydrogramme naturel. Pratiquement, on transcrit la partie descendante de la crue en portant en ordonnées les logarithmes des débits, comme il est indiqué sur l'exemple de la figure 174. L'expérience montre que la plupart du temps on peut ajuster à la courbe obtenue deux droites représentant le ruissellement hypodermique et le débit de base; la courbe correspondant au ruissellement pur fait un angle net avec la droite hypodermique. On détermine ainsi, assez aisément, les points de forte courbure : A′A, et B′B sur la figure 174.

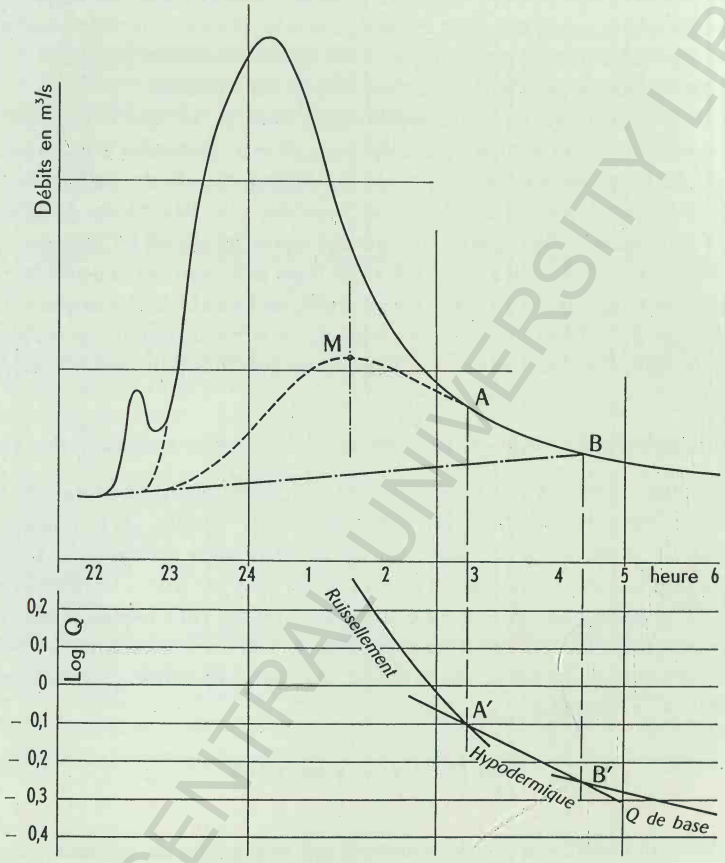


Fig. 174. Séparation des Écoulements

Pour tracer la ligne de séparation entre l'écoulement hypodermique et l'écoulement de base, on peut se contenter de joindre par une droite le point B au point qui marque le début de la montée de la crue. La séparation entre le ruissellement hypodermique et le ruissellement pur est plus délicate à établir. Dans la collection des averses observées sur le bassin, un certain nombre n'ont pas donné de ruissellement pur, mais seulement du ruissellement hypodermique. Le temps de montée d'une telle crue, caractéristique dont nous parlerons ultérieurement, est plus long que pour le ruissellement pur; au cours de l'analyse des crues hypodermiques, on détermine la valeur moyenne de ce temps de montée que l'on utilise pour fixer une position approximative du maximum de la courbe de séparation. D'autre part, on prolonge la droite hypodermique du côté des temps décroissants. En s'appuyant sur ces deux éléments et en consi-

UCLA / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

dérant la forme générale, propre au bassin, des plus fortes crues hypodermiques, on ajuste tant bien que mal une courbe de séparation. Dans bien des cas, ce ruissellement peut être considéré comme un terme correctif et le tracé de la courbe de séparation ne requiert pas une grande précision.

Tous les hydrogrammes de crue ne comportent pas un écoulement hypodermique. Chez certains, le débit de base même est parfaitement négligeable : il n'y a pas lieu dans ce cas de séparer les écoulements et l'hydrogramme enregistré peut être traité tel quel. Par contre, et c'est en particulier le cas de bassins forestiers à pentes faibles, toutes les crues peuvent avoir une allure hypodermique, ce qui est assez normal puisqu'en définitive la distinction entre ruissellement pur et ruissellement hypodermique n'est qu'une question de degré d'intensité du ruissellement observable directement et qualitativement sur le terrain.

L'intérêt de la séparation des écoulements réside dans le fait que le ruissellement pur, et même en certains cas le ruissellement hypodermique, est plus accessible à une analyse pratique que la totalité de l'écoulement. Si l'on considère l'ensemble du ruissellement, il est facile d'écrire l'équation générale permettant de passer, pour une crue déterminée, du hyétogramme de l'averse qui l'a provoquée à l'hydrogramme correspondant enregistré à l'exutoire du bassin.

Soit en effet une surface élémentaire $d\mathcal{S}$ prise dans le bassin, de coordonnées (x, y), τ le temps que met une particule d'eau pour passer de la surface $d\mathcal{S}$ à l'exutoire, k le coefficient de ruissellement sur $d\mathcal{S}$ à l'instant $t - \tau$, t désignant le moment auquel on considère le débit à l'exutoire, $q(t)$. Soit, d'autre part, $h(t)$ la hauteur de précipitation totale tombée sur $d\mathcal{S}$ à l'instant t.

Durant un intervalle de temps dt, il tombe sur $d\mathcal{S}$ un volume d'eau $\frac{\partial h}{\partial t} dt$. h est fonction du temps (répartition temporelle de la pluie); c'est également une fonction de x et de y (répartition spatiale). D'autre part, τ est fonction, pour une averse donnée, de la position de $d\mathcal{S}$ par rapport à l'exutoire; c'est même en réalité une fonction de tous les obstacles trouvés sur son parcours par la goutte d'eau ruisselante et de tout ce qui peut par contre faciliter sa progression, en particulier de la hauteur de la lame d'eau ruisselante; on peut toutefois négliger ce point de vue en supposant par exemple qu'il ne s'agit que de très forts ruissellements pour lequel la vitesse de parcours est toujours à peu près la même. On peut alors écrire que le volume tombé sur $d\mathcal{S}$ à un instant $t - \tau$ est égal à

$$\frac{\partial}{\partial t} h\,[x, y, t - \tau\,(x, y)]\,dt \qquad \text{(1-IX)}$$

De ce volume précipité, une partie seulement est susceptible de ruisseler; elle est fournie par la connaissance du coefficient de ruissellement à cet instant et sur cette surface. Si on considère une averse donnée pour laquelle les conditons préalables de saturation sont définies, on peut supposer que le coefficient de ruissellement n'est fonction que du temps et de la position de $d\mathcal{S}$ et l'écrire, à l'instant $t - \tau$ sous la forme :

$$k\,[x, y, t - \tau\,(x, y)[\qquad \text{(2-IX)}$$

d'où un volume ruisselé :

$$\frac{\partial}{\partial t} h\,[x, y, t - \tau\,(x, y)]\,k\,[x, y, t - \tau\,(x, y)]\,dt \qquad \text{(3-IX)}$$

Toutes les particules d'eau composant ce volume ruisselé ne vont pas sortit en même temps de la surface $d\mathcal{S}$. Il se produit sur cette surface un étalement dû à l'effet de stockage provisoire

de la nappe ruisselante et à la mise en vitesse progressive des différentes particules. Cet étalement a été introduit par J. LARRIEU sous forme d'un multiplicateur fonctionnel $r(x, y, \theta)$, θ étant un temps mesuré à partir de l'instant $t - \tau$ où tombe la précipitation $\frac{\partial}{\partial t} h\, dt$. De sorte que la contribution de la zone $d\mathcal{S}$ au débit de l'exutoire sera :

$$\int_{\theta=0}^{\infty} k\,[x, y, t - \tau(x, y)]\,\frac{\partial}{\partial t} h\,[x, y, t - \tau(x, y)]\, r(x, y, \theta)\, dx\, dy\, d\theta \qquad \text{(4-IX)}$$

Le débit total à l'exutoire est la somme des débits fournis par chacune des surfaces $d\mathcal{S}$ du bassin; d'où l'équation suivante qui exprime sous la forme la plus générale la fonction de transfert permettant de passer d'un hyétogramme donné $h(t)$ à un hydrogramme $q(t)$:

$$q(t) = \int_{\theta=0}^{+\infty} \int_x \int_y k\,[x, y, t - \tau(x, y)]\,\frac{\partial t}{\partial} h\,[x, y, t - \tau(x, y)]\, r(x, y, \theta)\, d\theta\, dx\, dy \qquad \text{(5-IX)}$$

Cette équation contient malgré sa forme massive quelques approximations. C'est ainsi que τ est en fait fonction des valeurs de $\frac{\partial h}{\partial t}$ le long du parcours. Si d'autre part on considère une averse différente de celle pour laquelle la relation a été établie, il faut faire intervenir la saturation préalable du terrain qui intervient pour k. Tout ceci montre qu'il n'y a aucun espoir d'utiliser l'équation (5-IX) en pratique sans faire intervenir un certain nombre d'hypothèses supplémentaires et que la forme à donner à l'opérateur permettant le passage de $h(t)$ à $q(t)$ fera largement appel à l'empirisme. C'est là le rôle des méthodes que nous allons exposer et dont l'aspect «culinaire » ne se justifie que par une concordance plus ou moins marquée avec l'expérience. L'hydrologie analytique n'en est pas moins un outil puissant qui permet d'aborder bien des problèmes insolubles sans son concours.

Nous ne faisons qu'évoquer la méthode dite *rationnelle* basée sur l'emploi de formules de forme $Q_{max} = C\, i\, A$ (i : intensité moyenne de la pluie pendant une durée critique assez mal définie; A : superficie du bassin; C : coefficient constant pour un bassin donné). Bien qu'il ait été fait un grand usage de telles formules, notamment pour les problèmes d'assainissement, et que certains ingénieurs, tels que A. CAQUOT, aient pu en porter le maniement à un certain degré de perfection, il faut bien reconnaître que ce n'est pas là une méthode d'approche très fructueuse.

2. L'HYDROGRAMME UNITAIRE (L.K. SHERMAN)

A) Hypothèses de base

La méthode de l'hydrogramme unitaire s'applique à la partie *ruissellement pur* de l'écoulement telle que nous l'avons définie dans ce qui précède. Dans son aspect original, elle est basée sur trois principes fondamentaux.

Proposition 1.

Considérons une averse homogène dans l'espace et dans le temps, de durée T_1 assez grande, tombant sur un bassin avec une intensité suffisante pour qu'il y ait ruissellement en chaque

BCU LAUSANNE / CENTRE UNIVERSITY LIBRARY

point de ce bassin. Il en résulte à l'exutoire un hydrogramme de temps de montée t_1 : on appelle ainsi la durée qui s'écoule entre l'apparition du ruissellement à la station de mesure des débits et le maximum de la crue pris sur l'hydrogramme de ruissellement.

Si on prend une série d'averses de durée T_2, T_3... décroissantes, le temps de montée va décroître jusqu'à une valeur t_0 correspondant à une valeur T_0 de l'averse. Lorsque la durée de l'averse continue à diminuer, le temps de montée reste constant et égal à t_0, valeur qui représente le temps de montée propre du bassin, caractéristique purement hydraulique.

On a pris l'habitude d'appeler *averse unitaire* toute averse *homogène dans le temps et dans l'espace*, d'une intensité suffisante pour donner lieu à du ruissellement sur la totalité du bassin et de durée inférieure à T_0. On entend par là qu'une telle averse engendre un hydrogramme dont la partie correspondant au ruissellement pur peut être traitée d'après les règles de calcul édictées pour l'hydrogramme unitaire.

Proposition 2.

Considérons une averse unitaire ayant donné sur un bassin un volume de ruissellement V_1, l'hydrogramme de ruissellement correspondant étant représenté sur le graphique de la figure 175.

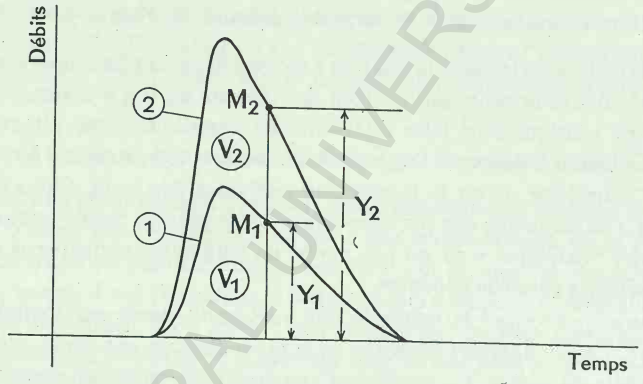


Fig. 175. Propriété d'affinité.

Si une autre averse unitaire donne sur le même bassin un volume de ruissellement V_2, l'hydrogramme correspondant se déduit du premier par une affinité de rapport $\frac{V_2}{V_1}$ par rapport à l'axe des temps. Autrement dit, si l'on prend un point quelconque M_1 d'ordonnée Y_1 sur l'hydrogramme (1), le point correspondant M_2 de l'hydrogramme (2) aura une ordonnée Y_2 telle que $\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{V_2}{V_1}$.

En termes analytiques, cela veut dire que si l'on appelle $q_1(t)$ un hydrogramme de référence répondant à la condition de la proposition 1 et h'_1 la hauteur de la partie ruisselée de l'averse unitaire qui l'a engendrée, tous les hydrogrammes de ruissellement engendrés sur ce bassin répondront à la relation :

$$q(t) = \frac{h'}{h'_1} q_1(t) \qquad (6\text{-IX})$$

On désigne par hydrogramme unitaire la fonction :

$$k(t) = \frac{q_1(t)}{Sh'_1} = \frac{q(t)}{Sh'} \qquad (7\text{-IX})$$

BCU LAUSANNE CENTRALE UNIVERSITY LIBRARY

C'est donc l'hydrogramme répondant à la proposition 1 et se rapportant à un volume de ruissellement unité. Sa dimension est $[T^{-1}]$. On notera que $\int k(t)\,dt$ étendue à la durée du ruissellement est égale à 1.

Propositon 3.

Les hydrogrammes se déduisent donc les uns des autres par une opération linéaire. De plus, l'adhésion à la méthode implique l'hypothèse que, dans certaines conditions concernant la durée de l'averse, la forme de l'hydrogramme ne dépend pas de la forme du hyétogramme mais seulement de l'importance plus ou moins grande de la partie du hyétogramme qui a effectivement ruisselé.

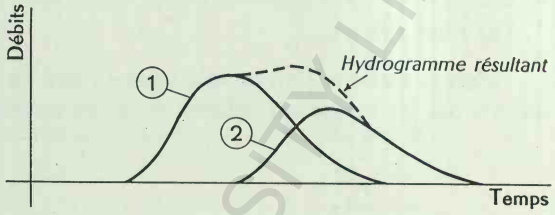


Fig. 176. Propriété d'additivité

La troisième proposition découle en fait de la nature linéaire de l'opération : les transformées d'une fonction par une telle opération jouissent en effet de la propriété d'additivité. Si la partie ruisselante d'une averse a une durée supérieure à la durée limite T_0 définie dans la proposition 1, il est possible de la décomposer en intervalles de temps plus petits que T_0 et d'effectuer sur chacune des parties obtenues la transformation en débits par l'hydrogramme unitaire. L'hydrogramme de ruissellement concernant l'ensemble de l'averse sera obtenu en additionnant les ordonnées des hydrogrammes de ruissellement partiels correspondant chacun à une portion de l'averse. Un exemple est donné sur la figure 176.

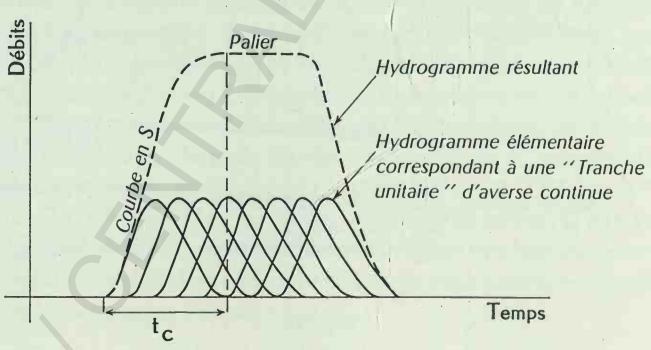


Fig. 177

Supposons maintenant que nous ayons affaire à une pluie continue de durée supérieure au temps de concentration (voir définition ci-dessous), d'intensité excédentaire (voir définition ci-dessous) constante et homogène sur le bassin. Cette pluie peut être décomposée en averses *unitaires* dont chacune donne lieu à un hydrogramme de ruissellement affin de l'hydrogramme unitaire. L'hydrogramme total, déterminé d'après la propriété d'additivité, est la courbe en S, appelée ainsi à cause de sa forme (fig. 177) jusqu'à la durée du temps de concentration mesurée à partir de l'origine de l'hydrogramme, puis un palier, et enfin une courbe de décrue. Cette courbe en S peut être considérée comme une caractéristique hydraulique du bassin,

R. M. S. I. / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

compte tenu de son complexe physique, y compris la végétation; à la différence de l'hydrogramme unitaire, elle ne suppose aucune hypothèse quant à la durée de la pluie. A cause de cette propriété, certains auteurs l'ont désignée comme le véritable opérateur permettant de passer de la fonction pluie à la fonction débit.

Ce sont là les seules hypothèses de base de la méthode de l'hydrogramme unitaire.

B) Définitions

a) *Pluie efficace.*

C'est la partie de l'averse *ayant donné lieu* à du ruissellement, autrement dit c'est la pluie qui n'a pas été totalement infiltrée, évaporée ou interceptée. Elle est définie par son volume

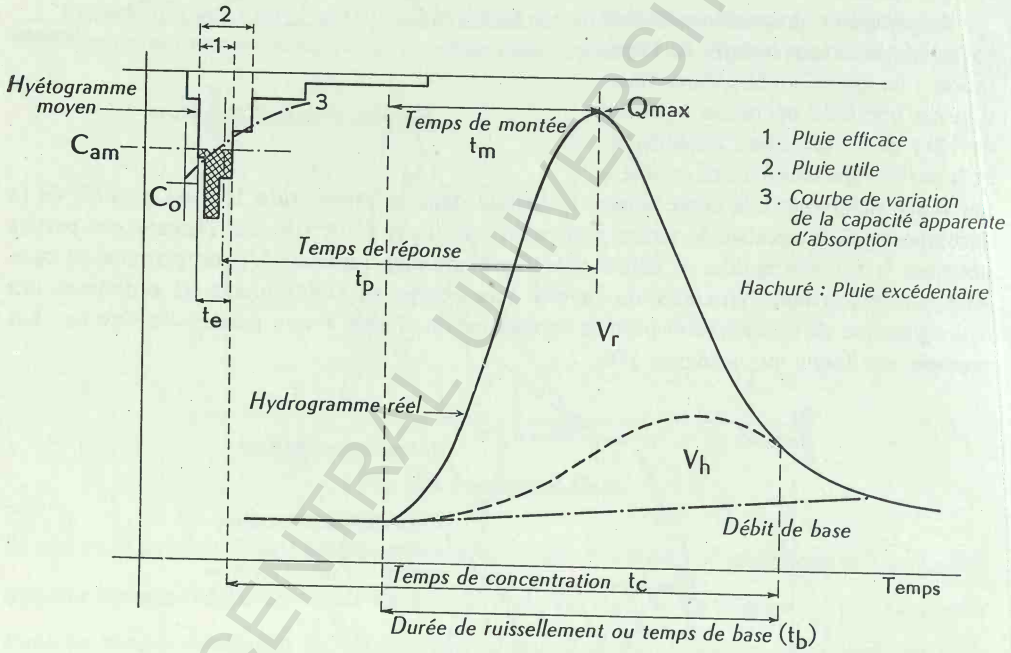


Fig. 178

(volume efficace V_e) ou sa hauteur (hauteur efficace P_e), sa durée (durée efficace t_e) dont on déduit son intensité moyenne (intensité efficace I_e).

b) *Pluie utile.*

La pluie efficace est en général difficile à définir à priori. On lui substitue alors la notion de pluie utile qui désigne la partie de l'averse *ayant pu raisonnablement donner lieu* à du ruissellement. Sa détermination est une question d'appréciation de l'hydrologue. On associe à la notion de pluie utile celles de volume de pluie utile (V_u), de hauteur de pluie utile (P_u), de durée de pluie utile (t_u) et d'intensité de pluie utile (I_u).

BOUASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

c) *Pluie excédentaire ou pluie nette.*

C'est la partie de l'averse qui a ruisselé. Son volume (V_n) est donc égal au volume total de l'averse diminué du volume de la pluie qui s'est infiltrée, s'est évaporée ou a été interceptée, c'est-à-dire au volume de ruissellement. On détermine également sa durée (t_n) qui est du reste égale à celle de la pluie efficace, sa hauteur (P_n) et son intensité $\left(I_n = \frac{P_n}{t_n}\right)$.

d) *Capacité d'absorption et coefficient de ruissellement.*

Les définitions concernant ces paramètres et leur calcul pratique, sont données dans le chapitre III (2-*c*).

e) *La précipitation préliminaire.*

C'est la partie de l'averse précédant la pluie efficace. On la désigne par P_p.

f) *Les précipitations antérieures* (P_a).

Ce sont les averses qui ont précédé l'averse étudiée, chacune étant prise avec l'intervalle de temps, en heures ou en jours, qui la sépare de l'averse étudiée.

La précipitation préliminaire et les précipitations antérieures sont des facteurs déterminants de l'état de saturation du terrain au début du ruissellement (voir chap. III).

Au cours du paragraphe concernant les hypothèses de base de la méthode, nous avons déjà donné un certain nombre de définitions : hydrogramme unitaire, etc. Les définitions suivantes complètent les caractéristiques généralement utilisées.

g) *Temps de montée* (t_m).

C'est la durée qui s'écoule entre le début de l'arrivée à l'exutoire du ruissellement apparent et le maximum de l'hydrogramme de ruissellement. Nous disons bien *apparent*, car en fait, dès le début de la pluie excédentaire, si l'averse est homogène et le ruissellement général sur le bassin, il arrive immédiatement à l'exutoire de l'eau provenant du ruissellement dans la zone environnant l'exutoire; mais ce débit est en général trop faible pour être décelable par par le limnigraphe. Par contre, l'arrivée du flot provenant de la concentration dans le lit principal est souvent très nette.

Sur certains bassins, tels que ceux des mayos du Nord-Cameroun, le flot peut se produire une heure ou deux après le début de la pluie efficace pour des superficies n'atteignant pas 50 km^2. Ce flot, souvent précédé d'une ou plusieurs crues minuscules, est brutal, le maximum pouvant être atteint en quelques minutes.

h) *Temps de concentration* (t_c) *et durée du ruissellement* (T_b).

C'est le temps que met une particule d'eau provenant de la partie du bassin la plus éloignée de l'exutoire pour parvenir à celui-ci. On peut donc l'estimer en mesurant la durée comprise entre la fin de la pluie efficace et la fin du ruissellement.

Ce temps est différent de la durée du ruissellement (longueur sur l'abscisse des temps de la base de l'hydrogramme de ruissellement). Il devrait lui être inférieur de la durée de la pluie efficace ($t_c = T_b - t_e$). Pour une raison que nous avons déjà invoquée (faiblesse du débit de ruissellement à l'exutoire avant l'arrivée du flot de la crue) il n'en est généralement pas ainsi et il est plus courant de trouver un temps de concentration supérieur à la durée du ruissellement, telle qu'on peut l'observer.

i) *Temps de réponse du bassin* (t_p).

C'est l'intervalle de temps qui sépare le centre de gravité de la pluie efficace de la pointe de l'hydrogramme observé à l'exutoire.

j) *Volume du ruissellement* (V_r).

C'est le volume de la crue correspondant au ruissellement pur. Il est égal au volume de la pluie nette et on le mesure sur l'hydrogramme enregistré à l'exutoire après séparation des écoulements.

k) *Volume du ruissellement retardé* (dit *hypodermique*).

Mesuré également sur l'hydrogramme après séparation des écoulements.

l) *Symboles des différents coefficients d'écoulement.*

Coefficient de ruissellement global : $K_r = \frac{P_n}{P}$.

Coefficient de ruissellement efficace : $K_{re} = \frac{P_n}{P_e}$.

Coefficient de ruissellement utile : $K_{ru} = \frac{P_n}{P_u}$.

On définit également un coefficient de ruissellement hypodermique $K_h = \frac{V_h}{SP}$, S étant la surface du bassin; de même K_{he} et K_{hu}.

Le coefficient d'écoulement global de la crue est défini par le rapport $\frac{\int_A^B Q(t)\,dt}{SP}$, $Q(t)$ désignant une ordonnée de l'hydrogramme naturel, A étant un instant pris juste avant le début de la montée et B un instant pris après la crue tel que Q(A) = Q(B).

C) Mise en œuvre de la méthode et présentation des résultats

Après une campagne sur un bassin échantillon, on se trouve en possession d'une série d'hydrogrammes obtenus à la station d'observation des débits et d'une série d'observations pluviométriques provenant des différents appareils, pluviomètres et pluviographes, répartis dans le bassin. Le dépouillement des données brutes est supposé réalisé, c'est-à-dire que les hydrogrammes sont donnés en débits et que, pour chaque averse, on a dressé les tableaux d'intensité correspondant aux différents pluviogrammes, tracé les hyétogrammes et le réseau d'isohyètes sur le bassin, calculé la pluie moyenne et déduit de ces données un hyétogramme moyen (chap. 1er).

On commence alors par classer les averses suivant leur importance, d'une part, et l'allure de leur répartition spatiale, d'autre part. Les averses franchement hétérogènes sont provisoi-

BCEOM/CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

TABLEAU L — *Bassins versants du Mayonkouré. — Tableau des caractéristiques de crues* Bassin nº 1. — S = 6,5 km²

RÉFÉRENCE		L'AVERSE				ÉTAT DE SATURATION DU SOL				PLUIE UTILE		RUISSELLEMENT				ABSORPTION	PLUIE EFFICACE			ÉCOULEMENT HYPODERMIQUE		HYDROGRAMME			
Nº	Date	P max. (mm)	P min. (mm)	P moy. (mm)	I max. (mm/h)	P_p (mm)	P_a (mm)	Écart de P_a (en h)	Indice de satur.	P_u (mm)	t_u (mn)	V_r (m³)	K_{ru} (%)	K_r (%)	K_{re} (%)	Cam mm/h	P_e (mm)	t_e (mn)	I_e (mm/h)	V_h (m³)	K_h (%)	Temps de réponse (h)	Temps de montée (h)	Q max (m³/s)	Type de la crue
20	9-8	25,4	16,7	21,0	60,0	1,0	1,5 15,0	1 13	2,4	14,3	36	21 800	23,4	16,0	29,4	18,5	11,4	26	26,3	10 500	8,0	2.45	2.30	3,3	Unitaire I
21	9-8	25,4	17,0	21,9	60,0	2,0	3,0 23,0 13,0	1,30 9 24	5,0	16,8	30	25 850	23,6	18,0	30,0	27,0	13,3	21	38,0	11 500	8,0	2.00	2.15	3,9	—
30	19-8	59,6	44,3	51,9	82,5	1,5	1,0	20	0,4	38,1	43,5	60 000	24,2	18,0	27,2	43,5	34	34	60,0	20 000	6,0	2.25	2.35	7,5	—
40	29-8	34,6	18,0	28,6	45,0	2,0	2,0 5,0	2 12	2,0	21,8	54	36 200	25,6	19,5	30,6	16,0	18,2	41	26,6	23 800	10,0	2.45	2.40	6,5	—
72	30-9	39,8	20,0	28,8	120,0	5,5	1,0 5,0	2 24	1,7	18,7	20	28 700	23,6	15,5	33,9	47,0	13,0	11	71	11 500	6,0	2.30	2.30	3,9	—
39	27-8	18,8	7,5	13,5	72,0	1,0	8,0	14	1,1	6,8	8	8 500	19,2	10,5	27,8	52,0	5,2	4,3	72	5 500	6,0	1.45	1.25	2,6	Unitaire II
43	30-8	20,0	11,2	14,4	75,0	1,5	7,0 30,0	7 22	2,5	6,0	9	10 000	25,6	10,5	35,8	43,1	4,3	3,8	67,5	8 800	9,5	2.25	1.30	2,8	—
50	10-9	20,6	8,7	15,6	50,0	4,0	1,0 5,0 10,0	16 22 24	1,3	8,5	12	13 400	24,2	13,0	31,7	33,5	6,5	8	49,0	6 600	6,5	2.00	1.30	2,5	
68	27-9	35,5	24,0	30,0	120,0	0	0		0	27,0	16	21 500	12,2	11,0	15,6	97,5	21,2	11	115,5	8 000	4,0	2.15	1.40	3,25	—
78	7-10	11,5	7,3	9,9	40,0	1,0	0		0,2	6,0	9	10 000	25,7	18,8	38,5	14,5	4,0	6	30,0	8 600	8,7	2.10	1.50	1,8	—
80	14-10	29,0	18,7	23,1	150,0	0	4,5	14	0,5	23,1	14	15 500	10,3	10,5	17,6	106,0	13,6	6,3	129,0	7 600	5,0	1.50	1.35	2,8	—
81	20-10	37,5	20,0	27,3	55,0	1,0	0		0,2	21,2	30	13 400	9,7	7,5	15,8	44,0	13,0	15	52,2	6 200	3,5	2.25	1.05	2,4	—

RCU/IOCEAN/UNESCO/LIBRARY

rement laissées de côté. On examine ensuite les durées des averses en regard des hydrogrammes correspondants : avec un peu d'entraînement, on distingue du premier coup d'œil les ensembles hyétogramme-hydrogramme susceptibles d'être analysés directement suivant les principes de la méthode de l'hydrogramme unitaire. S'il le faut, on comparera la durée des pluies utiles correspondant à une durée limite inférieure à τ_0 et égale à la moitié ou au tiers du temps de montée moyen des averses intenses et de courtes durées. Ces averses unitaires et leurs crue afférentes sont mises à part : ce sont elles qu'on analysera en premier. Ce noyau d'information est parfois très réduit.

Les averses de faible importance n'ayant manifestement pas donné lieu à du ruissellement pur sont examinées avec soin. Elles se distinguent en général par un temps de réponse plus long que les averses fortes ou moyennes qui, elles, ont ruisselé. En utilisant les plus fortes de ces faibles averses, on se fait une idée de l'allure de la courbe propre au ruissellement hypodermique, donnée qui intervient dans la séparation des écoulements des fortes averses. On effectue alors cette séparation pour les averses *unitaires* ainsi qu'il a été dit précédemment et on calcule les volumes de ruissellement correspondant à chaque averse, par planimétrage. Ce volume, qui est égal au volume de la pluie excédentaire, est reporté sur le hyétogramme moyen pour déterminer la capacité apparente moyenne d'absorption : si on juge que l'averse est trop hétérogène pour justifier l'emploi de cette méthode simplifiée, on peut utiliser la méthode de Horton (chap. III).

La séparation des écoulements permet également de calculer les différents coefficients d'écoulement et d'évaluer les paramètres relatifs au ruissellement retardé. On détermine enfin les temps caractéristiques de l'hydrogramme.

L'ensemble des données ainsi recueillies est porté sur un tableau récapitulatif. La forme et la contenance de ce tableau peuvent varier légèrement suivant la particularité des études entreprises, mais les différences de présentation sont en général minimes. Le tableau L donne une idée de cette présentation : il est tiré des études effectuées en 1956 sur le Mayonkouré (République de Guinée). Sur le bassin considéré, les averses provoquant un fort ruissellement

TABLEAU LI

Établissement d'un diagramme moyen de distribution

N°	DATE	RÉPARTITION ENTRE LES DIFFÉRENTS INTERVALLES (ordonnées en %)											POURCENTAGE DE POINTE intervalle de base : 30 mn
		—3	—2	—1	0	1	2	3	4	5	6	7	
39	27-8		3,1	16,3	25,8	22,8	15,3	9,4	4,9	2,0	0,4		26,8
43	30-8	0,7	7,6	18,7	22,8	20,5	15,8	9,0	3,6	1,1	0,2		23,4
50	10-9	0,7	9,4	21,3	24,0	20,5	13,5	6,7	2,8	0,9	0,2		24,3
68	27-9	2,5	16,5	19,9	22,0	18,5	14,6	6,4	3,0	1,6	0,6	0,1	22,4
80	14-10	1,9	13,0	22,4	25,0	19,0	10,1	4,9	2,3	0,9	0,2		26,0
81	20-10		5,0	21,6	25,0	20,2	14,0	7,5	3,9	2,0	0,8		26,0
Valeur médiane.		0,7	8,5	19,3	23,9	20,4	14,3	7,1	3,3	1,4	0,3		25,2
Répartition pour le diagramme de distribution..		0,8	8,7	19,5	24,4	20,5	14,4	7,2	3,4	1,5	0,4		25,2

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

ont une forme assez différente de celle qui correspond aux faibles ruissellements. Aussi les crues *unitaires* ont-elles été réparties en deux classes.

Les éléments du tableau récapitulatif ne suffisent pas à définir la fonction de transfert permettant le passage de la fonction $h(t)$ à la fonction $q(t)$. Il faut maintenant définir la forme de l'hydrogramme unitaire. Deux procédés sont utilisés.

Dans le premier, on découpe chaque hydrogramme de ruissellement en un certain nombre d'intervalles de temps t égaux dont la valeur est fixée arbitrairement, de façon que l'un d'eux encadre la maximum. Cet intervalle particulier est coté 0. Les autres intervalles sont cotés $-1, -2$, etc., à partir de l'intervalle 0 lorsque l'on considère la période antérieure au maximum, et $+1$, $+2$, etc., lorsque l'on considère la période postérieure. On calcule le pourcentage du volume total ruisselé contenu dans chaque tranche ainsi obtenue de l'hydrogramme. Le diagramme en escalier représentant les pourcentages en fonction du temps s'appelle *diagramme de distribution*. Le pourcentage de la classe 0 joue un rôle particulièrement important : on l'appelle *pourcentage de pointe*. Cette opération ayant été effectuée pour la totalité des crues *unitaires* observées, on dresse un tableau tel que le tableau LI établi d'après les études effectuées en 1956 sur le Mayonkouré (bassin de 6,5 km²). Ce tableau permet de déterminer un diagramme moyen de distribution, caractéristique du bassin, en prenant, pour chaque intervalle de temps, soit la moyenne, soit la médiane des pourcentages observés. Ce diagramme est d'ailleurs une expression discrète de l'hydrogramme unitaire : son intégrale prise sur toute l'étendue du temps de base est égale à 100 %.

Le diagramme de distribution peut être remplacé, et ce procédé plus commode tend actuellement à se généraliser, par l'*hydrogramme type* du bassin obtenu en prenant la moyenne des hydrogrammes de ruissellement relatifs à chaque averse *unitaire* observée, transformés par une affinité par rapport à l'axe des temps de manière que le volume ruisselé, ou mieux la lame d'eau correspondant à ce volume, soit égal à une valeur donnée conventionnelle : par exemple 1 ou 10 mm de pluie nette. Pour le calcul de la moyenne ou de la médiane des hydrogrammes transformés, on fait coïncider ces derniers le mieux possible pour la totalité des courbes : la coïncidence des maximums ne peut être souvent qu'approximative. Un exemple concernant les études effectuées sur le Nion (bassin n° 2) en Côte d'Ivoire, est donné sur le tableau LII.

En possession du diagramme de distribution ou de l'hydrogramme type défini à partir des crues simples et homogènes, on peut envisager d'analyser les crues complexes. La séparation

TABLEAU LII

Bassin du Nion (Côte-d'Ivoire)
Hydrogrammes de ruissellement transformés du petit bassin ($S = 10{,}2$ *km²*)
(Débits de ruissellement (en m³/s) pour $v_r = 100\,000$ m³)

N° crue	Date	— 5 h	— 4 h	— 3 h	— 2 h	— 1 h	0	+ 1 h	+ 2 h	+ 3 h	+ 4 h	+ 5 h	+ 7 h	+ 10 h
2	22- 8-57	—	0,1	0,6	1,7	3,6	4,8	4,2	3,2	2,5	1,6	1,1	0,6	0,2
3	27- 8-57	0,3	0,7	1,5	2,8	4,4	4,8	3,9	2,8	2	1,4	0,8	0,4	—
5	30- 8-57	—	0,1	0,4	1,7	3,5	4,9	4,6	3,5	2,5	1,7	1,3	0,7	0,2
6	6- 9-57	0,3	0,7	0,9	2,4	4,7	5,2	4,5	3,3	2,2	1,5	1,1	0,3	—
11	21- 9-57	0,1	0,4	0,9	2,2	4,2	5,2	4,2	3,2	2,2	1,3	1	0,5	—
12	9-10-57	—	0,3	0,5	2,0	4,7	5,3	4,2	2,7	1,8	1,3	1	0,5	—
15	26- 9-58	—	0,3	0,6	1,2	3,9	5,1	4,9	3,5	2,4	1,6	1,1	0,6	0,3
Hydrogramme type		0,1	0,4	0,8	2,1	4,2	5,2	4,3	3,2	2,2	1,5	1,0	0,5	0,1

BCEOM/CENTRE DOCUMENTATION/LIBRARY

des écoulements se fait d'une manière analogue à celle qui a été utilisée pour les averses *unitaires* à cette différence près que l'on ne peut pas prétendre à la même précision. On divise la pluie efficace, ou la pluie utile, en intervalles suffisamment petits pour que l'averse limitée par chacun d'eux puisse donner lieu séparément à une crue *unitaire*. En fait, il faut noter que l'indépendance entre temps de montée et durée de la pluie n'est vraiment réalisée, d'après l'équation générale de l'hydrologie analytique, que si cette durée est très petite (hydrogramme

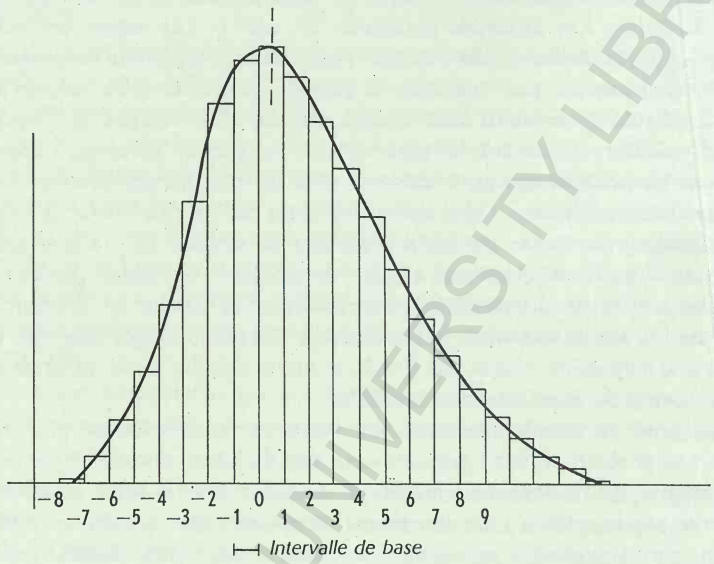


Fig. 179. Diagramme de distribution

élémentaire se rapportant à une pluie de durée infiniment petite); la proposition 1 de la théorie de l'hydrogramme unitaire constitue donc une hypothèse d'approximation d'ailleurs largement justifiée par l'expérience. En pratique, on est guidé dans le choix de l'intervalle de temps à prendre en considération par l'étude des averses homogènes courtes ayant donné lieu à des crues *unitaires*.

Pour chaque tranche de pluie efficace, il convient alors de se fixer, dans des limites précisées lors de l'étude des crues simples, une valeur de la C_{am} ou du coefficient de ruissellement efficace. On applique ensuite à chacune de ces tranches la transformation dictée par la forme de l'hydrogramme type; on fait ensuite la somme des hydrogrammes partiels obtenus, conformément aux hypothèses de la proposition 3. Le résultat est comparé à l'hydrogramme de ruissellement réellement enregistré. On retouche progressivement la valeur des différentes C_{am} pour obtenir une coïncidence satisfaisante entre la synthèse et l'observation.

Une telle opération n'apporte pas de renseignement supplémentaire en ce qui concerne la transformation de la pluie excédentaire en courbe de débit de ruissellement, mais elle donne des indications sur la façon dont la C_{am} peut varier sur le bassin au cours de l'averse, indication précieuse si l'on a à calculer la crue afférente à une averse de fréquence donnée de longue durée dont la structure a été fournie par une étude statistique des pluies.

Pour terminer l'étude des résultats fournis par une campagne d'observation, on se penche enfin sur les averses franchement hétérogènes. Il se peut que ce soit intéressant; il se peut également que ces averses attirent l'attention sur certaines particularités du bassin. Cette étude fait largement appel à l'intuition.

BCU LAUSANNE CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

D) Quelques commentaires et utilisation pratique des résultats

Parmi toutes les méthodes proposées pour passer du hyétogramme à l'hydrogramme de ruissellement, c'est certainement celle de l'hydrogramme unitaire qui a réuni le plus de suffrage grâce surtout, pensons-nous, à son agréable simplicité. Les hypothèses qui président à son élaboration se sont révélées en pratique très largement acceptables. De nombreux chercheurs l'ont disséquée, passée au crible de l'analyse mathématique, ce qui a permis de se faire une idée plus exacte de son champ d'application et d'expliquer certaines anomalies. On peut finalement dire que tous ces travaux supplémentaires, infiniment précieux du point de vue doctrinal, n'ont rien modifié de façon vraiment décisive de son aspect initial; toutes les complications introduites pour en accroître la rigueur se sont révélées spécieuses à l'usage et ont été rapidement abandonnées. Ceci ne veut pas dire, évidemment, que le chapitre est clos et que rien ne reste plus à tenter dans ce domaine de l'hydrologie.

C'est probablement pour l'étude des crues sur les petits bassins (moins de 100 km^2) que la méthode de l'hydrogramme unitaire a rendu le plus de service. Ces crues sont en effet difficiles à atteindre par l'observation directe : il faudrait un réseau très serré de stations hydrométriques toutes pourvues de limnigraphes, réseau difficilement exploitable et extrêmement onéreux. L'étude sur bassins-échantillons par campagnes de courte durée (3 ans en moyenne) permet, par l'intermédiaire de la méthode, de dégager rapidement les caractéristiques essentielles des petits bassins du point de vue des crues. Le reste est alors affaire d'étude statistique des averses, beaucoup plus économique. Il faut toutefois noter que l'hydrogramme unitaire a parfois rendu d'appréciables services pour les bassins assez grands pouvant atteindre plusieurs milliers de kilomètres carrés.

L'application des données recueillies revêt deux formes différentes. Il peut s'agir d'une étude particulière destinée à établir les lois d'écoulement d'un bassin particulier sur un nombre restreint d'averses pour calculer ensuite la crue pouvant provenir d'une averse quelconque.

Ou bien l'étude est destinée à fournir des renseignements d'ordre général pour un type de bassin donné défini par ses caractéristiques morphologiques (pente, forme), sa géologie, sa pédologie et sa couverture végétale. Dans ce cas, il est bon d'établir des relations entre les paramètres de l'écoulement et la superficie du bassin, ce qui nécessite des études non plus sur un bassin, mais sur un groupe de bassins géographiquement homogènes mais de superficies différentes. On réalise ainsi un *catalogue* de caractéristiques où l'on pourra puiser lors d'une étude sur un cas particulier pour lequel on ne possède aucune donnée d'ordre hydrologique.

a) APPLICATION DES RÉSULTATS AU MÊME BASSIN

C'est évidemment le problème le plus simple. Les études de terrain ont mis en évidence les caractéristiques *hydrauliques* du bassin. On connaît la forme du diagramme de distribution; on peut estimer raisonnablement la capacité d'absorption ou l'un des différents coefficients d'écoulement; on peut tracer approximativement une courbe moyenne d'écoulement hypodermique et on sait comment varie le débit de base à partir d'une valeur moyenne au début de l'averse. Autrement dit, on possède tous les éléments permettant de passer d'une averse quelconque à la crue ayant environ 50 % de chances d'en résulter.

Il suffit alors de définir l'averse contre laquelle on veut se prémunir. Ceci nécessite une étude statistique des averses observées aux différentes stations météorologiques situées dans la même zone climatique. On opère généralement sur les totaux journaliers ou bi-journaliers.

On s'appuie ensuite sur les quelques enregistrements d'intensité que l'on possède pour *mettre en forme* l'averse de fréquence donnée ainsi obtenue. Il ne faut pas oublier, avant de faire cette dernière opération, de tenir compte du coefficient d'abattement qui aura été étudié d'après les relevés effectués sur le bassin.

L'étude statistique des pluies se fera *en forçant un peu vers la sécurité*. Par contre, on utilisera pour reconstituer la crue des conditions d'écoulement moyennes. Il est évident en effet que si l'on considère au départ le sol complètement saturé et le débit de base maximal, on faussera le sens attribué à la fréquence de la crue, supposée égale à celle de la pluie. Cependant, l'écoulement hypodermique pris en considération sera le plus fort observé : cette disposition correspond à une réalité physique.

Pour déterminer le volume de ruissellement, on prendra soit la capacité apparente moyenne d'infiltration, soit un des coefficients de ruissellement dont nous avons parlé précédemment. Si l'on adopte la seconde méthode, la considération de la *pluie utile* et du coefficient de ruissellement utile rendra de grands services. En effet, s'il est relativement aisé de discriminer au sein de l'averse retenue la partie qui a pu raisonnablement donner du ruissellement, il est pratiquement impossible de déterminer à priori la pluie efficace.

On applique ensuite à ce volume de ruissellement le diagramme de distribution moyen du bassin pour obtenir l'hydrogramme de ruissellement résultant de l'averse considérée. Il ne reste plus qu'à lui ajouter l'écoulement de base et l'écoulement hypodermique dans les conditions exposées ci-dessus.

Ce qui précède suppose que l'averse retenue pour le calcul de la crue dont il faut se prémunir est unitaire. Il n'en est pas toujours ainsi; il faut alors décomposer l'averse considérée en averses élémentaires de durées inférieures au temps de montée. L'application de l'hydrogramme unitaire se fera alors sur chaque averse élémentaire en prenant des capacités d'infiltration de plus en plus faibles (on fera bien de se montrer prudent). Les hydrogrammes élémentaires obtenus seront alors additionnés comme il a été dit au premier paragraphe de ce chapitre.

b) APPLICATION A D'AUTRES BASSINS

A moins d'appliquer les résultats obtenus sur le bassin expérimental à un bassin de superficie très voisine, il faut avoir étudié plusieurs bassins de superficies différentes et morphologiquement semblables de façon à pouvoir établir une relation entre pourcentages de pointe et superficies. Les pourcentages de pointe doivent être calculés, bien entendu, à partir du même intervalle de base. On constate alors que, pour des bassins de même structure géographique, la relation logarithme du pourcentage de pointe-logarithme de la superficie du bassin est linéaire et décroissante.

Nous donnons ci-dessous un exemple d'application. Il s'agit d'estimer une crue d'ordre centenaire à Oualia sur le Haut-Samou (Guinée) contrôlant un bassin de 67 km^2. Ce bassin est morphologiquement comparable à celui du Mayonkouré pour lequel des études ont été effectuées; le climat est sensiblement le même.

Sur le Mayonkouré, deux bassins ont été étudiés : l'un de 6,5 km^2, donne un pourcentage de pointe de 19,2 %. L'autre, de 85,4 km^2, donne 14 %. En admettant la relation linéaire en coordonnées logarithmiques, on obtient environ 14,5 % pour le bassin de Oualia.

L'étude statistique des pluies de la région a conduit à adopter 164 mm comme valeur centenaire de la pluie journalière, ce qui correspond, avec un coefficient de pluie utile moyen de 0,80 (déterminé à partir des études expérimentales), à une précipitation utile centenaire de 131 mm.

Le coefficient moyen de ruissellement utile, pour des pluies de cet ordre de grandeur, déterminé également au cours de la campagne sur les petits bassins, est sensiblement le même

pour 6,5 et 85,4 km². On peut le prendre égal à 0,25. Le coefficient d'abattement est de 0,78 environ pour un bassin de 67 km².

Les pourcentages de pointe étant calculés avec un intervalle de base de 30 minutes, le débit de pointe de l'hydrogramme de ruissellement est égal à :

$$Q_{m^3/s} = \frac{14,5}{100 \times 1\,800} \times 67 \times 0,25 \times 131 \times 0,78 \times 10^3 = 138 \text{ m}^3/\text{s}.$$

L'ensemble débit spécifique de base plus débit spécifique hypodermique, étudié sur les bassins expérimentaux, est en moyenne de 0,29 m³/s.km² quelle que soit la superficie du bassin, d'où ici un débit de base et hypodermique de 20 m³/s environ.

On obtient ainsi un débit de crue centenaire voisin de 160 m³/s, soit 2 400 l/s.km². On pourrait pousser plus loin l'étude et déterminer l'hydrogramme de crue lui-même. Nous n'insisterons pas.

3. L'HYDROGRAMME SYNTHÉTIQUE (J. LARRIEU)

Bien d'autres méthodes que celle de l'hydrogramme unitaire ont été présentées pour l'étude de la transformation $h(t) \longrightarrow q(t)$. Certaines sont simplement un aménagement de cette méthode pour l'étude, par exemple, des crues sur des bassins de plusieurs centaines de kilomètres carrés. D'autres procèdent d'une approche différente, serrant de plus près l'étude analytique du ruissellement sur le bassin telle qu'elle a été présentée au début du chapitre. Parmi celles-ci, la méthode de J. LARRIEU mérite une mention spéciale. On trouvera des indications sur d'autres dans la bibliographie proposée en fin de chapitre.

A) Principe de la méthode

Considérons, figure 180, un bassin versant de superficie totale S_1. Soit sur ce bassin deux lignes isochrones cotées θ et $\theta + d\theta$, c'est-à-dire telles que des particules d'eau ruisselant à partir de ces lignes mettent respectivement des temps θ et $\theta + d\theta$ pour parvenir à l'exutoire. Ces deux courbes définissent une surface élémentaire dS_θ. La surface S_θ comprise entre la courbe θ et l'exutoire peut être considérée comme une fonction de θ (aire cumulée) et l'on peut écrire :

$$dS_\theta = S'_\theta d\theta \qquad \text{(8-IX)}$$

Supposons qu'il tombe sur le bassin une averse efficace dont l'intensité en un point (x, y), à un instant τ mesuré à partir du début de cette pluie, est $I[(x, y), \tau]$. On fera l'hypothèse supplémentaire que cette averse est homogène dans la surface dS_θ ou mieux, on définira sur cette aire une intensité moyenne qui ne sera plus fonction que de θ et de τ : $I(\theta, \tau)$. Soit un élément du hyétogramme ainsi défini compris entre les temps τ et $\tau + d\tau$ (fig. 181).

On peut faire une hypothèse analogue concernant le coefficient d'écoulement et admettre qu'il n'est fonction que de θ et de τ. En fait, Larrieu simplifie encore les choses en l'écrivant $C(\tau)$. Le volume de pluie ruisselante correspondant au hyétogramme élémentaire est donc égal, pour la surface dS_θ, à :

$$C(\tau)\, I(\tau, \theta)\, S'_\theta\, d\theta\, d\tau \qquad \text{(9-IX)}$$

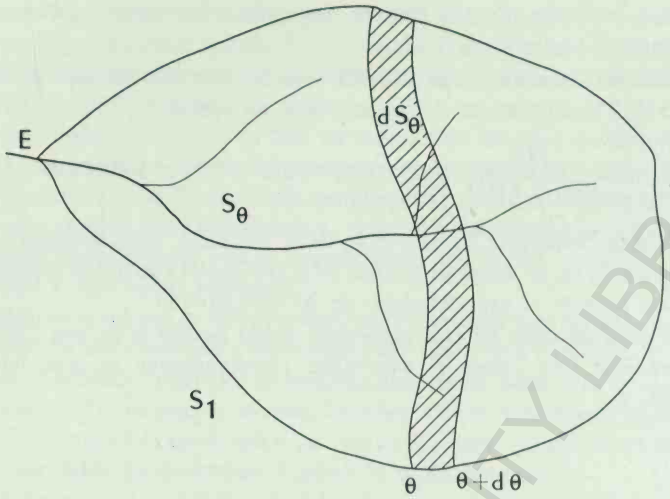


Fig. 180.

Si toutes les particules d'eau se dirigeaient immédiatement de leur point d'impact en direction de l'exutoire, le volume précédent donnerait lieu à ce dernier, au temps $\tau + \theta$, à un hydrogramme rectangulaire dont le volume serait égal à l'expression (9-IX) et d'une durée $d\tau + d\theta$. Nous avons vu qu'en réalité ce volume est modelé par effet de stockage suivant une courbe

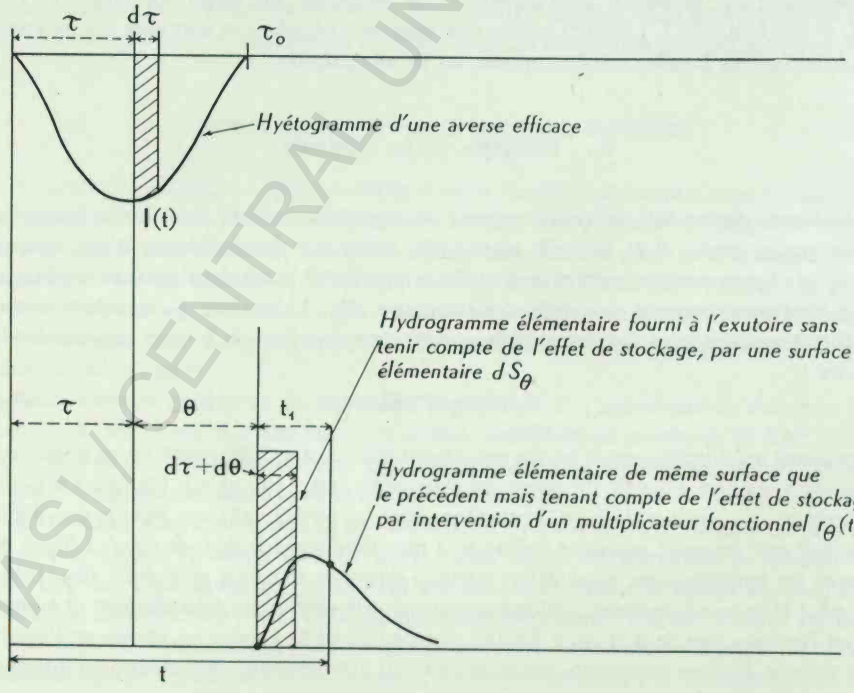


Fig. 181.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

en cloche dissymétrique, ce que Larrieu exprime par un multiplicateur r fonction de θ et du temps t_1 qui s'est écoulé à partir du temps $t + \theta$; r_θ est nul pour $t_1 = 0$. La contribution de l'élément du hyétogramme considéré se fait donc sentir à l'exutoire à partir du temps $\tau + \theta$ et pour un temps t compté à partir du début de l'averse efficace, le débit apporté à l'exutoire par la surface dS_θ est :

$$q(t) = C(\tau)\, I(\tau, \theta)\, r_\theta(t - \tau - \theta)\, S'_\theta\, d\tau\, d\theta \qquad (10\text{-IX})$$

L'ensemble de toutes les surfaces élémentaires délimitées par des isochrones que l'on pourrait découper dans le bassin donne finalement à l'exutoire un débit de ruissellement total :

$$Q(t) = \int_{\theta=0}^{t_c} \int_{\tau=0}^{t} C(\tau)\, I(\tau, \theta)\, r_\theta(t - \tau - \theta)\, S'_\theta\, d\tau\, d\theta \qquad (11\text{-IX})$$

t_0 étant le temps de concentration.

On retrouve là une forme simplifiée de l'équation générale du ruissellement établie au début de ce chapitre. Notons que τ doit rester inférieur à τ_0, durée totale de la pluie efficace. Pour la partie de l'hydrogramme postérieure à la fin de l'averse, l'intégration sur $d\tau$ se fait entre 0 et τ_0. $Q(t)$ porte le nom d'hydrogramme synthétique.

B) Application de la méthode

Elle suppose tout d'abord que l'on a pu déterminer sur le bassin un réseau d'isochrones. C'est un point délicat. En pratique, on suppose qu'il est possible de concevoir une vitesse moyenne v de ruissellement sur le bassin et que cette vitesse est plus ou moins en liaison avec la vitesse de l'eau dans le réseau de drainage. On peut également la déduire de la connaissance

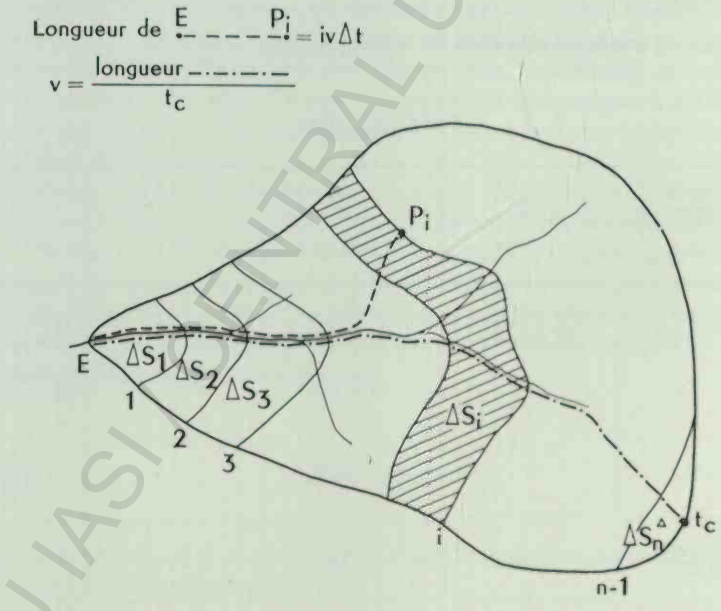


Fig. 182. Décomposition du bassin en éléments ΔS

BCU IASI CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

du temps de concentration t_c mesuré sur des hydrogrammes de ruissellement simples relatifs à des crues unitaires. On choisit alors un intervalle de temps Δt que l'on utilisera pour décomposer le hyétogramme et l'hydrogramme, ce qui inclut l'hypothèse $\Delta t = \Delta\tau$. Les isochrones sont tracées point par point en prenant des distances $iv\Delta t$ (isochrone de rang i, l'exutoire étant assimilé à l'isochrone de rang 0) le long du cheminement des eaux ruisselées, c'est-à-dire pratiquement suivant les lignes de plus grande pente. Le nombre de surfaces ΔS ainsi déterminé est égal à $\frac{t_c}{\Delta t}$. On mesure chaque superficie ΔS_i (fig. 182).

Le hyétogramme est décomposé en p intervalles de temps égaux à Δt à partir d'une origine des temps que l'on fait coïncider avec le début de la pluie efficace. On adoptera la même origine pour l'hydrogramme. La pluie moyenne tombée sur la surface ΔS_i, comprise entre les isochrones $i-1$ et i, pendant le temps Δt correspondant à l'intervalle de rang j du découpage du hyétogramme va commencer à produire du ruissellement à l'exutoire au temps $(j-1)\Delta t + (i-1)\Delta t$ mesuré à partir de l'origine définie ci-dessus.

Si on désigne par h_{ij} cette hauteur de pluie moyenne, la partie qui va ruisseler sera égale à $C\left[\left(j-\frac{1}{2}\right)\Delta t\right]h_{ij}$. Larrieu préconise pour représenter la variation du coefficient de ruissellement en fonction de la durée de l'averse une relation du type $c(\tau) = 1 - e^{-\alpha\tau}$, α étant un coefficient à déterminer expérimentalement pour chaque bassin. On aura donc comme volume ruisselé sur la surface ΔS_i :

$$\left[1-e^{-\alpha\left(j-\frac{1}{2}\right)\Delta t}\right]h_{ij}\,\Delta S_i \qquad \text{(12-IX)}$$

qu'il faudra multiplier par $r[\beta\Delta t]$ pour obtenir le débit produit par ce volume à l'exutoire à l'instant $(j-1)\Delta t + (i-1)\Delta t + \beta\Delta t$. Larrieu suppose que r varie comme $t\,e^{-\frac{t^2}{2}}$, t étant compté à partir de l'instant $(j-1)\Delta t$.

En pratique, on dresse pour la zone i le tableau suivant :

TABLEAU LIII

Périodes (hyétogramme) / Volume précipité	$1^{\Delta t}$	$2^{\Delta t}$	.....	$p^{\Delta t}$
$h_{i1}\Delta S_i = V_{i1}$	$r\left(\frac{\Delta t}{2}\right)V_{i1}$	$r\left(\frac{3\,\Delta t}{2}\right)V_{i1}$	.....	$r\left[\left(\frac{2p-1}{2}\right)\Delta t\right]V_{i1}$
$h_{i2}\Delta S_i = V_{i2}$		$r\left(\frac{\Delta t}{2}\right)V_{i2}$	.....	$r\left[\left(\frac{2p-3}{2}\right)\Delta t\right]V_{i2}$
.....			.....	.....
$h_{ip}\Delta S_i = V_{ip}$				$r\left(\frac{\Delta t}{2}\right)V_{ip}$
Apports bruts de la zone ΔS_i	A'_{i1}	A'_{i2}	.....	A'_{ip}
Périodes (hydrogrammes)	$i-1^{\Delta t}$	$i^{\Delta t}$	.....	$i+p-2^{\Delta t}$

BCU/USTHB/CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

On corrige ensuite les valeurs de l'avant-dernière ligne par le coefficient de ruissellement : $c\left(\frac{1}{2}\Delta t\right)$ pour la première colonne, $c\left(\frac{3}{2}\Delta t\right)$ pour la seconde etc... On obtient ainsi la valeur des volumes de ruissellement A_{i1}, A_{i2}... A_{ip} fournis par la zone ΔS_i à l'exutoire aux temps indiqués dans la dernière ligne du tableau. Il ne reste plus, pour avoir le volume total de ruissellement du bassin, qu'à faire la somme des apports des différentes zones ΔS_i.

TABLEAU LIV

Périodes (hydrogramme) / Zones	$_1\Delta t$	$_2\Delta t$	$_3\Delta t$	...	$_j\Delta t$	...	$_{n-1}\Delta t$	$_n\Delta t$
ΔS_1	A_{i2}	A_{12}	A_{13}	...	A_{1j}			
ΔS_2		A_{21}	A_{22}	...	$A_{2,\ j-1}$	...		
...	...	...	...	...	...	...	...	...
ΔS_{n-1}							$A_{n-i,\ j}$	
ΔS_n							$A_{n,\ j-1}$	A_{nj}
Apports totaux	V_1	V_2	V_3	...	V_j	...	V_{n-1}	V_n

Les débits moyens dans chaque tranche Δt de l'hydrogramme sont obtenus en divisant par Δt les valeurs portées dans la dernière ligne. On a ainsi réalisé avec certaines approximations et quelques hypothèses supplémentaires la double intégration de l'équation 11-IX.

La méthode de l'hydrogramme synthétique a donné de bons résultats dans certains cas. Une des choses les plus gênantes pour son application dans les régions tropicales est l'hypothèse d'un coefficient de ruissellement nul au début de l'averse, hypothèse en bien des cas non conforme, et de loin, à la réalité physique. D'autre part, le coefficient de ruissellement peut varier beaucoup avec l'intensité de l'averse : il n'en est pas tenu compte dans l'application de la méthode. Si dans un certain champ d'application ce point peut être négligé, il n'en est pas de même en beaucoup de cas.

C'est du reste dans la détermination de la partie ruisselante de l'averse que résident les plus grandes difficultés pratiques pour toutes les méthodes d'hydrologie analytique. On a pu dire que la nature de la fonction de transfert n'avait au fond aucune importance, le problème essentiel étant le passage de la pluie totale à la pluie efficace plutôt que le passage de celle-ci à l'hydrogramme de ruissellement. Il y a quelque chose de vrai dans cette boutade, mais il ne faudrait pas non plus exagérer dans ce sens; une mise en forme correcte de l'hydrogramme présente tout de même un certain intérêt.

Bibliographie

BRAQUAVAL R., ROCHETTE C. et ROCHE M. — *Étude hydrologique du bassin versant du Mayonkouré.* E.D.F., I.G.E.C.O. Paris, 1957.

Ronéotypé.

Une importante introduction est consacrée à l'application de la méthode de l'hydrogramme unitaire.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

CAQUOT A. — *Écoulement des eaux pluviales.* Comptes rendus de l'Académie des Sciences 20-10. Paris, 1941.

CUENOD M. — *Contribution à l'étude des crues. Détermination de la relation dynamique entre les précipitations et le débit des cours d'eau au moyen du calcul à l'aide de suites.* La « Houille Blanche » n° 3-1956, p. 391-403. Grenoble, 1956.

LACROIX M. — *Essai de calcul des hydrogrammes à partir des pluies. Cas de la Corrèze à Brive.* Communication à la S.H.F. Journées d'étude des crues des 3 et 4 octobre 1960 dans le Massif-Central.
Ronéotypé 8 p. + graphiques en annexe.
L'auteur expose une variante originale très intéressante de la méthode de l'hydrogramme unitaire en vue de l'application à des bassins de plusieurs centaines de kilomètres carrés.

LARRIEU J. — *Contribution à l'étude des crues.* Mémoires et travaux de la Société hydrotechnique de France. « La Houille Blanche », n° B.1954, p. 725 à 730. Grenoble, 1954.

LARRIEU J. — *Évaluation des crues catastrophiques par la méthode des hydrogrammes synthétiques.* A.I.H.S. Assemblée générale de Toronto, 1957, Tome III, p. 160-173.

REMENIERAS G. et JACQUET J. — *Détermination de l'hydrogramme consécutif à une averse donnée par les méthodes dites « rationnelles ».* Exposé présenté à la S.H.F. (Réunion de la Commission d'Étude des débits de Crues du 20 janvier 1961.) Société hydrotechnique de France.
16 p. ronéotypées + 13 graphiques, Paris, 1961.

RODIER J. — *Emploi systématique des bassins versants élémentaires pour les études hydrologiques dans les territoires sous-développés.* Publié dans les comptes rendus et Rapports de l'Assemblée Générale de Toronto 1957.
Tome III, p. 133 à 143. Imprimé à Toronto, 1958.

RODIER J. — *Quelques exemples d'application de la méthode de l'hydrogramme unitaire à des bassins versants expérimentaux d'Outre-Mer.* Journées de la S.H.F., Paris, novembre 1960.
11 p. ronéotypées + annexes et graphiques.

RODIER J. — *Détermination des débits de crue exceptionnels à partir des résultats de bassins expérimentaux.* Note présentée à la Conférence interafricaine sur l'Hydrologie du 16 au 26-1-61 à Nairobi.
6 p. ronéotypées.

SERRE F. — *Contribution à l'étude des débits de crue exceptionnels.* « Le Génie Civil » août 1961, p. 338-342; sept. 1961, p. 360-365. Paris, 1961.
Dans cette note, l'auteur propose entre autres une forme analytique de l'hydrogramme unitaire instantané.

SHERMAN L.K. — *The unit hydrograph and its application.* Bulletin Assoc. State Eng. Soc., vol. 17 - 1941, p. 4-22.

BCU IASI CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

CHAPITRE X

ÉTUDE DES MODULES

Le module hydrologique d'un bassin à une station donnée est le débit moyen que l'on obtiendrait à cette station sur une période d'observation de durée infinie en supposant que le climat n'ait pas varié. Par abus de langage, on a pris l'habitude d'appeler *Module* le débit moyen observé durant une année quelconque; le vrai module est alors désigné par l'expression *module interannuel*. Nous nous conformerons à l'usage.

1. DISTRIBUTION STATISTIQUE DES MODULES A UNE STATION

Un module est donc la moyenne de 365 débits journaliers, de même que la hauteur de pluie annuelle est la somme de 365 pluies journalières. Nous avions admis, lors de l'étude statistique des pluies annuelles, que sur les 365 valeurs journalières il en existe en général un nombre N d'indépendantes suffisant pour que le théorème central limite puisse être appliqué; sous la seule réserve que N est assez grand, la variable *hauteur de pluie annuelle* suit alors une loi normale. Cette condition est très souvent réalisée.

Pour les débits, les choses se présentent d'une façon différente. Il en est effet souvent difficile de juger l'intervalle qui doit séparer deux débits pour que les variables puissent être considérées comme indépendantes : l'influence d'un épisode pluvieux sur l'abondance de la rivière peut se faire sentir plusieurs mois, comme nous l'avons vu lors de l'étude des basses eaux. Mais cette influence, importante pour les faibles débits, peut être négligeable s'il survient une crue, même d'importance tout à fait moyenne.

Sur un très petit bassin de quelques kilomètres carrés, relativement peu perméable, l'hydrogramme annuel se présente comme une dentelle de crues dont chacune se rapporte à une averse bien déterminée; entre chaque crue le débit est faible ou nul. La seule influence d'une crue sur la suivante se manifeste par son action sur la capacité d'absorption du terrain. On peut dire que l'indépendance des débits journaliers est assurée pour des intervalles de quelques jours seulement; le théorème central limite est donc en général applicable et la distribution statistique des modules a de grandes chances d'être normale.

Sur un très grand bassin de plusieurs centaines de milliers de kilomètres carrés, la liaison entre les débits journaliers est au contraire très forte, même pour des intervalles de temps assez

ECOLE CENTRALE UNIVERSITY LIBRARY

longs. Mais les apports d'un tel bassin sont composés d'une multitude d'apports provenant de régions diverses entre lesquelles les corrélations deviennent de plus en plus lâches à mesures que la distance qui les sépare s'accroît. On peut donc espérer que le théorème central limite qui ne peut manifestement pas s'appliquer dans le temps peut s'appliquer dans l'espace. Le module se comporte alors comme une moyenne de variables normales : nous savons que cette moyenne est également une variable normale. Les choses peuvent toutefois se compliquer si le bassin comporte de vastes zones d'épandages dont la superficie est généralement fonction de la cote de l'eau dans le fleuve, c'est-à-dire finalement du débit. L'effet de l'évaporation agit sur les apports d'une façon systématique et croissante avec les débits. La normalité de la loi de distribution s'en trouve affectée et on peut déceler le phénomène par *l'écrasement* de la courbe F_1 (Q) établie en coordonnées gausso-cartésiennes, pour les modules (Q) élevés. Ce phénomène est parfois désigné sous le nom *d'écrasement des crues* parce que, dans ce cas, il existe souvent une forte corrélation entre le module et le maximum annuel.

Pour les bassins dont la superficie est intermédiaire entre ces deux extrêmes, on passe continûment d'un mode d'alimentation à l'autre et la nature physique du bassin joue un grand rôle : tel bassin de faible surface peut comporter suffisamment de zones d'inondations pour que la distorsion soit sensible. Pour les régimes tropicaux, on peut toutefois noter que, sauf dans le cas de très grands fleuves après de vastes zones d'inondation, l'hypothèse de la normalité est très généralement acceptable.

La notion de module peut être remplacée par celle de lame d'eau écoulée annuelle. C'est par définition l'épaisseur d'une lame d'eau répartie uniformément sur une surface plane égale à celle du bassin et de volume égal au volume annuel des apports. Elle s'exprime donc en fonction du module Q par la relation :

$$H_{mm} = \frac{Q_{m^3/s} \times 31{,}6 \times 10^3}{S_{km^2}} \qquad (1\text{-X})$$

On préfère souvent utiliser, plutôt que le module, la lame d'eau qui présente l'avantage d'être de la même dimension que la hauteur précipitée. Sa répartition se déduit immédiatement de celle du module.

Lorsque la loi est normale, la distribution est entièrement caractérisée par la moyenne $\overline{H}$ et l'écart-type σ_H. La figure 183 montre quelques exemples de répartition statistique des lames d'eau, concernant des stations du Niger supérieur. Sur la figure 184, on voit très nettement l'effet d'écrasement signalé plus haut : le Sankarani comporte, bien que le bassin ne soit pas très grand, de vastes zones d'inondation.

La distribution statistique des modules introduit immédiatement la notion d'hydraulicité et celle d'irrégularité interannuelle. Soit une lame d'eau interannuelle (ou moyenne) $\overline{H}$ se rapportant à une station donnée, on appelle hydraulicité d'une année i la valeur du rapport $\frac{H_i}{\overline{H}}$. Les variations de ce rapport ou variations d'hydraulicité, sont plus ou moins importantes et leur amplitude mesure l'irrégularité interannuelle.

Lorsque la distribution est normale, il est tout naturel de mesurer cette irrégularité par la valeur du coefficient de variation $C_v = \frac{\sigma_H}{\overline{H}}$. Il existe d'autres coefficients d'irrégularité, notamment le coefficient K_3, rapport du module de l'année humide de fréquence décennale au module de l'année sèche de même fréquence. Le tableau LV donne les valeurs de ces deux coefficients pour le Niger supérieur et ses affluents.

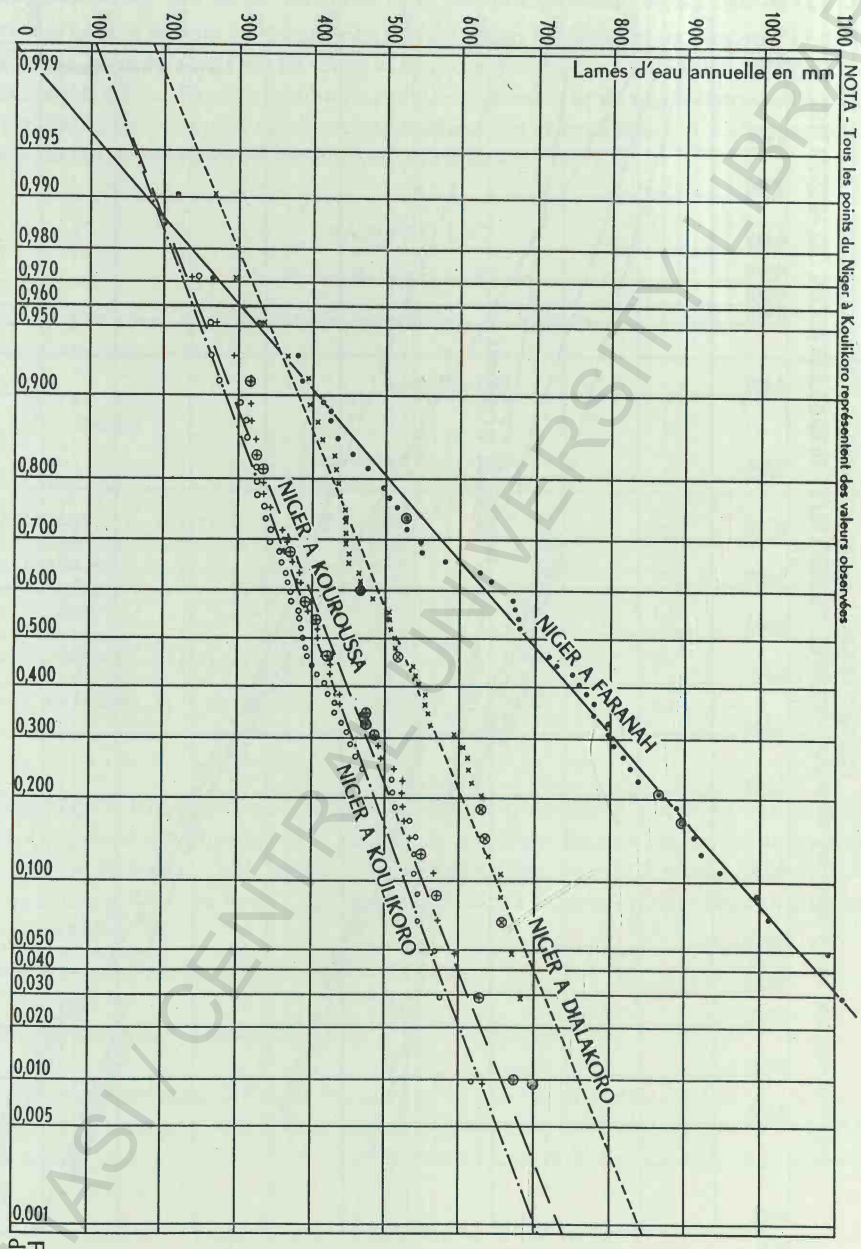


Fig. 183. BASSIN DU NIGER SUPÉRIEUR - COURS PRINCIPAL_Distribution statistique des lames d'eau écoulées annuelles

Points cerclés : valeurs observées *Points non cerclés : valeurs calculées*

BCEOM/AST/CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

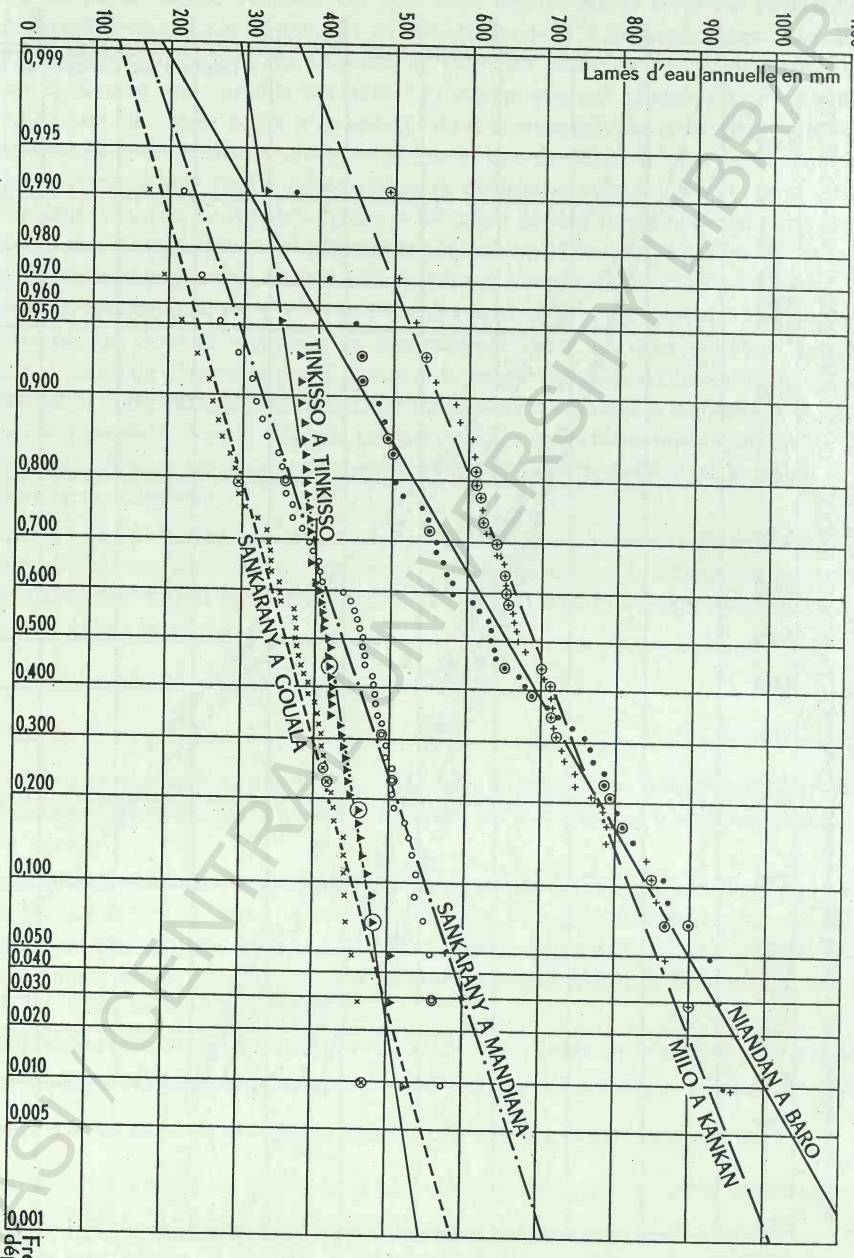


Fig. 184. BASSIN DU NIGER SUPÉRIEUR – AFFLUENTS – Distribution statistique des lames d'eau écoulées annuelles
Points cerclés : valeurs observées Points non cerclés : valeurs calculées

BCU LAUSANNE UNIVERSITY LIBRARY

L'estimation de la moyenne et de l'écart-type se fait soit à partir d'un échantillon de modules réellement observés, soit à partir d'un échantillon de modules dont certains sont tirés de l'observation directe des débits, les autres étant calculés, par exemple, à partir de la pluviométrie comme nous le verrons au paragraphe suivant. Dans les deux cas, la moyenne $\overline{Q}$ estimée et l'écart-type σ_Q estimé ne sont pas les vraies valeurs que l'on ne pourrait déduire que de l'étude d'une population infinie. Pour de nombreux problèmes, il est utile de savoir dans quelle mesure on peut espérer que les valeurs estimées se rapprochent des vraies valeurs. S'il s'agit seulement de débits observés, le problème est simple (voir *Introduction* : 4-F).

TABLEAU LV

Bassin du Niger supérieur

Coefficient K_3 d'irrégularité interannuelle et coefficient de variation

Stations	Module décennal (m³/s)		K_3	C_v
	Année humide	Année sèche		
Niger à Faranah	98	41	2,38	0,325
Niger à Kouroussa	316	165	1,91	0,238
Niger à Dialakoro	1 485	875	1,69	0,204
Niger à Koulikoro	2 010	1 060	1,89	0,237
Niandan à Baro	337	183	1,84	0,229
Milo à Kankan	257	175	1,46	0,149
Tinkisso à Tinkisso	95	74	1,29	0,098
Sankarani à Mandiana	380	225	1,69	0,200
Sankarani à Gouala	508	302	1,68	0,204

Pour le Niger à Koulikoro, par exemple, on dispose d'un échantillon de 51 ans de valeurs observées. La lame d'eau interrannuelle calculée au vu de cet échantillon est de 406 mm avec un écart-type de 96,3 mm. Cette lame d'eau, considérée par rapport à toutes celles que l'on pourrait calculer en tirant au hasard des échantillons de 51 années, est elle-même une variable aléatoire caractérisée par :

— une moyenne que l'on peut estimer à 406 mm;

— un écart-type que l'on peut estimer à $\frac{96,3}{\sqrt{51}} = 13,5$ mm.

Elle suit une loi normale. Si l'on se fixe un intervalle de variation tels que l'on ait 90 chances sur 100 d'avoir la vraie moyenne à l'intérieur de cet intervalle (intervalle de confiance à 90 %), on trouve que la lame d'eau moyenne vraie est comprise entre 384 et 428 mm; soit (superficie du bassin : 120 000 km²) :

$$1\,460 \text{ m}^3/\text{s} \leqslant \text{module vrai} \leqslant 1\,630 \text{ m}^3/\text{s}$$

Si l'on envisage uniquement l'hypothèse pessimiste, on a 95 % de chance pour que le vrai module soit supérieur à 1 460 m³/s. Ce *seuil de confiance* est généralement considéré comme *raisonnable*.

L'écart-type calculé sur la série de 51 ans est également, par rapport à la population mère infinie, une variable aléatoire de moyenne (estimée) 96,3. On montre que la variance

aléatoire de l'écart-type d'un échantillon à répartition gaussique, comme c'est le cas ici, et suffisamment grand, comme d'est également le cas ici, est égale à la variance de la population mère divisée par deux fois le nombre de valeurs contenues dans l'échantillon. La variance de la population mère est évidemment inconnue, mais on peut la remplacer sans erreur sensible par son estimation à partir de l'échantillon, si celui-ci n'est pas trop petit. L'écart-type aléatoire de l'écart-type peut donc être estimé ici à :

$$\frac{96{,}3}{\sqrt{102}} = 9{,}55 \text{ mm}$$

On trouve, pour un intervalle de confiance de 90 %, que l'écart-type vrai peut être compris entre 80,6 mm et 112,0 mm. Soit, en débits :

$$306 \text{ m}^3/\text{s} \leqslant \sigma \leqslant 425 \text{ m}^3/\text{s}$$

Pour le coefficient de variation, on montre que, dans le cas d'une distribution normale, sa variance aléatoire peut être estimée par :

$$V_{C_v} = \frac{\left(\frac{\sigma}{\overline{Q}}\right)^2}{2n} \left(1 + 2\frac{\sigma^2}{\overline{Q}^2}\right) \qquad \text{(2-X)}$$

Nous remplacerons les valeurs vraies inconnues de σ et de $\overline{Q}$ par leurs valeurs estiméest On peut admettre que l'écart résultant de la substitution est de second ordre. Le coefficien. de variation se présente donc à son tour comme une variable aléatoire de moyenne $C_v = 0{,}237$ et d'écart-type :

$$\sigma_{C_v} = \sqrt{V_{C_v}} = 0{,}0248$$

La variation aléatoire de C_v, sous des hypothèses du reste assez restrictives que nous pouvons admettre ici, suit une loi de Gauss. On obtient finalement, pour l'intervalle de confiance à 90 % :

$$0{,}196 \leqslant C_v \leqslant 0{,}278$$

Dans tout ce qui précède, nous avons toujours supposé que chaque année était indépendante, c'est-à-dire qu'au début de chaque cycle annuel, l'évolution générale du temps repartait à zéro sans se préoccuper de ce qui s'était passé au cours du cycle antérieur. Au début du développement des sciences hydrologiques, de nombreux chercheurs s'étaient cependant demandés s'il n'existait pas d'autres cycles, dits *d'hydraulicité*, autres que ce cycle annuel. En particulier, on avait recherché si l'évolution des taches solaires, cycle de Brückner d'une période moyenne d'environ 11 ans, n'avait pas quelque influence sur les régimes hydrologiques.

Ces recherches n'ont guère été couronnées de succès et souvent les cycles mis en évidence pouvaient être dus à la méthode d'analyse elle-même. Après une longue période de silence, il semble que la *querelle des cycles* soit prête à surgir de nouveau. On en relève les prémices dans des travaux récents émanant d'Italie, de Yougoslavie, de l'Inde, etc.). Il est de fait que certaines *séries noires*, sèches principalement, sont troublantes et difficilement explicables par des seules considérations statistiques. Nous en avons des exemples dans les années 1940 à 1945 du Niger, confirmés par des études récentes sur la pluviométrie de la Haute-Volta (Y. Brunet-Moret). Ces phénomènes, toutefois, pour peu qu'on possède une période d'observation assez longue, résistent remarquablement aux méthodes d'analyse classiques. Peut-être est-ce là un champ d'application tout à fait inattendu de la théorie des décisions séquentielles...

BCEOM/ORSTOM/UNIVERSITY LIBRARY

2. CORRÉLATIONS PLUIES ANNUELLES-MODULES

Nous avons évoqué à plusieurs reprises la possibilité de *calculer* les modules à partir de la hauteur de pluie annuelle tombée sur le bassin. Il s'agit de la pluie tombée la même année car à moins d'avoir affaire à des bassins exceptionnellement perméables tels que ceux des plateaux batékés en République du Congo (Brazzaville), la pluie de l'année antérieure n'a pas d'incidence pratique sur le module.

A) Nature des corrélations

Si l'on considère le facteur P seul, hauteur de pluie annuelle moyenne sur le bassin, et que l'on admette pour le module (ou la lame d'eau écoulée) une distribution normale, P ayant également une distribution normale, la question est réglée: la corrélation est linéaire. Les courbes de régressions de P en H et de H en P sont en effet les droites représentatives des moyennes conditionnelles $H_P(P)$ et $P_H(H)$ dans la loi de Gauss à deux dimensions régissant la distribution du couple (H, P).

Parfois, cependant, il faut tenir compte de ce que les distributions, en particulier celles des modules, ne sont pas tout à fait normales : une dissymétrie, faible sur les courbes de fréquence cumulée, peut se retrouver amplifiée sur la courbe de régression Q_P. De nombreux auteurs ont suggéré une relation de forme parabolique. Dans la plupart des climats tropicaux, on n'a guère à s'en préoccuper car, en admettant que la régression ne soit pas tout à fait linéaire on se trouve en général assez haut sur la branche de parabole pour que l'assimilation soit satisfaisante.

La figure 185 montre les différentes droites de corrélation $H_P(P)$ tracées pour le Niger supérieur et ses affluents. Les ajustements sont faits par la méthode des moindres carrés.

En fait, P n'est pas le seul paramètre qui caractérise le module, ce qui explique la dispersion tout de même assez forte des points d'observation. D'autres facteurs jouent un rôle : la température, l'humidité et surtout la répartition de la pluie dans le temps et dans l'espace.

La température, importante dans les zones tempérées, ne joue qu'un rôle secondaire dans les zones tropicales en ce sens qu'elle y est relativement constante et souvent liée assez étroitement à la pluie pour ses faibles variations. Il en est à peu près de même pour l'humidité. Ceci ne concerne que les variations dans le temps pour un bassin donné; au contraire, les variations dans l'espace, c'est-à-dire d'un bassin à un autre, de la température et de l'humidité peuvent être très grandes et influencer considérablement le module. Mais alors bien d'autres facteurs interviennent, d'ordre géographique.

La répartition de la pluie dans l'espace a une influence certaine sur le module mais moindre que celle de la répartition dans le temps. S'il est difficile de tenir compte de la première d'une manière simple, on peut imaginer pour la seconde des indices de concentration accessibles au calcul. Pour les climats tropicaux, nous avons suggéré, et parfois utilisé, ce que nous appelons un *indice annuel de concentration des pluies mensuelles*, C_p, auquel nous avons donné la forme :

$$C_p = \frac{1}{\bar{p}} \sqrt{\frac{1}{132} \sum_{1}^{12} (p_i - \bar{p})^2} \qquad \text{(3-X)}$$

BCU - UNIVERSITY LIBRARY

P_i représentant la pluie moyenne sur le bassin pour un mois donné et $\bar{p}$ la moyenne de ces pluies mensuelles : $\frac{P}{12}$. Le coefficient $\frac{1}{132}$ a été introduit de façon que C_p varie de O, pour des pluies mensuelles uniformément réparties dans l'année (chaque $p_i = \bar{p}$), a 1 pour une pluviométrie annuelle concentrée en 1 mois (un des $p_i = P$, les autres étant nuls).

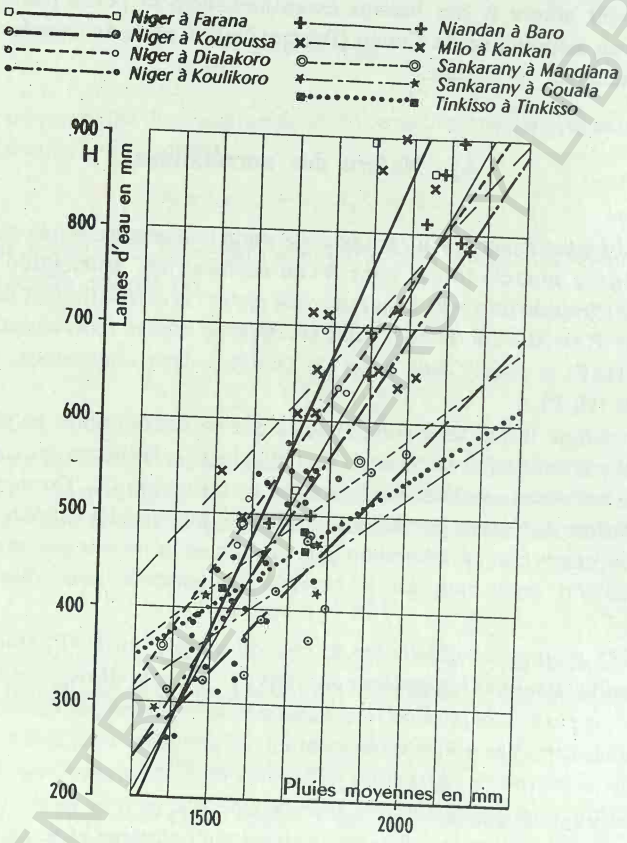


Fig. 185. BASSIN DU NIGER SUPÉRIEUR
Corrélations Pluies-Lames d'eau écoulées

L'indice de concentration est introduit dans l'équation de régression sous la forme :

$$H = K (1 + \alpha C_p) (P - P_o) \qquad (4\text{-}X)$$

Pour que la corrélation s'en trouve améliorée de façon significative, il faut pouvoir déterminer les pluies moyennes mensuelles avec une bonne précision, ce qui demande une répartition assez dense des postes pluviométriques. On calcule en général des pluies mensuelles par la méthode de Thiessen. Si la détermination de P a été faite à partir des isohyètes, on ajuste les valeurs trouvées pour chaque mois de façon que la somme soit égale à P ou, plus simplement, on fait le calcul de C_p avec la valeur P′ de P trouvée par la méthode de Thiessen, si l'on n'a pas de raison particulière de déterminer avec précision la valeur des pluies mensuelles.

Les coefficients K, α et P_o de la formule (4-X) peuvent être estimés par la méthode des moindres carrés, ce qui est assez laborieux, ou par la méthode des résidus.

BCEOM-SI / CENTRE DOCUMENTATION LIBRARY

B) Extension des données

Il est courant de posséder sur un bassin des périodes d'observation des pluies plus longues que pour les débits. L'existence des corrélations établies au paragraphe A permet dans une certaine mesure d'étendre le bénéfice des observations hydrologiques. Cette extension peut être purement empirique et ne préjuger en rien des distributions statistiques tant des pluies que des modules; simplement, les régressions seront alors curvilignes et les ajustements purement graphiques. On échappe ainsi à l'écueil des *séries noires* gênantes pour l'interprétation probabiliste. Par contre, il est alors difficile de savoir quel gain d'information on a vraiment réalisé : tout ce que l'on peut dire, c'est que les k années d'observations hydrologiques étendues aux n années d'observations pluviométriques ne seront pas équivalentes à n années d'observations hydrologiques, mais à un nombre d'années $n' < n$.

Une fois la régression H_P ou Q_P établie, il suffit de déterminer P, pluie moyenne sur le bassin, pour chaque année d'observations pluviométrique. Les périodes d'observation aux différents postes sont en général de durées très inégales : on ne disposera donc pas, chaque année, du même nombre de données. Il faut donc d'abord se fixer le nombre de pluviomètres au-dessous duquel on estime que l'estimation de la pluie moyenne ne présente pas de garanties suffisantes. A moins d'une étude poussée, laborieuse et souvent ingrate, des corrélations entre postes (homogénéisation), il est difficile de préconiser une méthode générale : c'est bien souvent affaire de métier et d'intuition de la part de l'hydrologue.

Ceci étant fixé, le calcul de la pluie moyenne sur le bassin peut se faire, soit par la méthode de Thiessen, soit par la méthode des isohyètes. Comme le nombre de pluviomètres est variable et qu'à chaque changement il faut déterminer à nouveau les coefficients de pondération de Thiessen, on préfère en général utiliser la seconde méthode, à moins que les pluviomètres soient suffisamment nombreux et qu'on puisse substituer à un seul pluviomètre un groupe d'appareils que l'on affecte à une zone déterminée pourvue une fois pour toutes de son coefficient de pondération. Cependant, si l'on doit calculer les indices C_p, qui exigent le calcul des pluies moyennes mois par mois, on a intérêt à utiliser, pour les pluies mensuelles, une méthode arithmétique simplifiée sans attacher trop d'importance aux coefficients de pondération : une grande précision n'est pas requise pour le calcul de ces pluies qui n'interviennent que par leur rapport à la pluie moyenne. L'essentiel est surtout d'adopter les mêmes modes de calcul pour l'établissement des formules de régression et pour l'extension des données.

Il ne reste plus qu'à appliquer aux résultats pluviométriques ainsi trouvés une formule du type :

$$H = K(P - P_o)$$

ou du type

$$H = K(1 + \alpha C_p)(P - P_o)$$

C) Amélioration de la connaissance des caractéristiques statistiques concernant les modules au moyen des données pluviométriques

Lorsqu'on ne s'intéresse qu'au module interannuel ou qu'on veut avoir rapidement une idée de cette caractéristique, les méthodes précédentes peuvent être simplifiées. On supposera que la corrélation pluie annuelle — module est linéaire et qu'on a pu en déterminer les coefficients grâce à la méthode des moindres carrés : $Q = K(P - P_o)$.

BUWSI / CERH LIBRARY

Durant la période d'observations hydrologiques de k années, des observations pluviométriques ont été effectuées à un certain nombre de postes. Pour chacun de ces postes, la hauteur de précipitation annuelle moyenne est $\overline{p}_{ik}$; d'où l'établissement d'un réseau d'isohyètes qui permet de déterminer la pluie moyenne annuelle sur le bassin relative à la période k : $\overline{P}_k$. D'autre part, n années d'observations pluviométriques ($n > k$) ont permis d'obtenir une valeur estimée de la pluviométrie interrannuelle (module pluviométrique) : $\overline{P}$. La pluviosité de la période k est $\frac{\overline{P}_k}{\overline{P}} = p$. Si h est la valeur du rapport d'hydraulicité relatif à la période k et α le rapport $\frac{P_o}{\overline{P}}$, on montre aisément que :

$$h = \frac{1}{1-\alpha}(p-\alpha) \qquad (5\text{-X})$$

$$\text{et} \quad \overline{Q} = h\,\overline{Q}_k$$

$\overline{Q}_k$ étant le module moyen mesuré pendant les k années d'observation hydrologiques.

Il est possible d'aller plus avant dans cette voie et de déterminer non seulement la valeur $\overline{Q}$, mais d'en indiquer les limites raisonnables inférieures ou supérieures et même, éventuellement, de parfaire la connaissance de l'écart-type. Le problème est entièrement traité dans l'introduction (5 — A) : il suffit de faire $x = P$ et $y = Q$.

Les possibilités d'estimation après extension ne se limitent pas à celles qui sont offertes par les corrélations pluies-débits. Il est parfois possible d'effectuer des calculs analoques en s'appuyant sur les données d'un bassin voisin en corrélation suffisamment étroite avec le bassin étudié : le processus est exactement le même.

3. GRAPHIQUES DE FONCTIONNEMENT D'UN GRAND BASSIN

Si l'on admet la répartition normale des modules, ce qui suppose que l'on n'admet pas l'existence de *cycles* autres que le cycle annuel, ni de *séries noires*, ou que l'on suppose leur effet négligeable pour le problème étudié, on connaît *tout* des modules si l'on est capable de définir leur valeur moyenne et leur écart-type. D'où l'idée d'établir deux graphiques pour l'ensemble d'un grand bassin, l'un portant sur les modules ou les lames d'eau interannuels, l'autre sur les écarts-types.

Si nous nous plaçons au confluent de deux cours d'eau, les débits moyens annuels de chacun d'eux peuvent être représentés respectivement par les variables aléatoires X et Y normales, pour lesquelles :

$\overline{X}$ et $\overline{Y}$ sont les moyennes;

σ_x et σ_y les écarts-types.

Le module de l'ensemble, c'est-à-dire après le confluent, pour une année donnée, est une variable aléatoire $Z = X + Y$ définie également en statistique par sa valeur moyenne $\overline{Z}$ et son écart type σ_z. On sait en effet qu'elle suit aussi une loi de Gauss.

Quel que soit le degré de liaison entre X et Y, on a toujours $\overline{Z} = \overline{X} + \overline{Y}$. D'autre part, la variance de Z répond à l'équation :

$$\sigma_z^2 = \sigma_x^2 + \sigma_y^2 + 2\,\frac{1}{n}\,\Sigma\,(X_i - \overline{X})\,(Y_i - \overline{Y}) \qquad (6\text{-X})$$

BCU LAUSANNE CENTRALE UNIVERSITY LIBRARY

Si les variables X et Y sont indépendantes, $\Sigma(X_i - \overline{X})\ (Y_i - \overline{Y})$ est nul. On a donc :

$$\sigma_z = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2} \qquad (7\text{-X})$$

Si les variables X et Y sont totalement dépendantes, le coefficient de corrélation est égal à l'unité et l'on a :

$$\frac{1}{n} \Sigma\,(X_i - \overline{X})\,(Y_i - \overline{Y}) = \sigma_x\,\sigma_y \qquad (8\text{-X})$$

d'où :

$$\sigma_z = \sigma_x + \sigma_y \qquad (9\text{-X})$$

Dans les cas intermédiaires, il faudrait calculer le terme $2\,\frac{1}{n}\,(X_i - \overline{X})\,(Y_i - \overline{Y})$. Ce calcul ne présente en principe aucune difficulté, mais on peut parfois s'en dispenser. C'est le cas du bassin du Niger que nous prendrons pour exemple. Pour ce bassin, on peut admettre en effet que le coefficient de corrélation est suffisamment voisin de l'unité pour que σ_z soit estimé d'après l'équation $\sigma_z = \sigma_x + \sigma_y$.

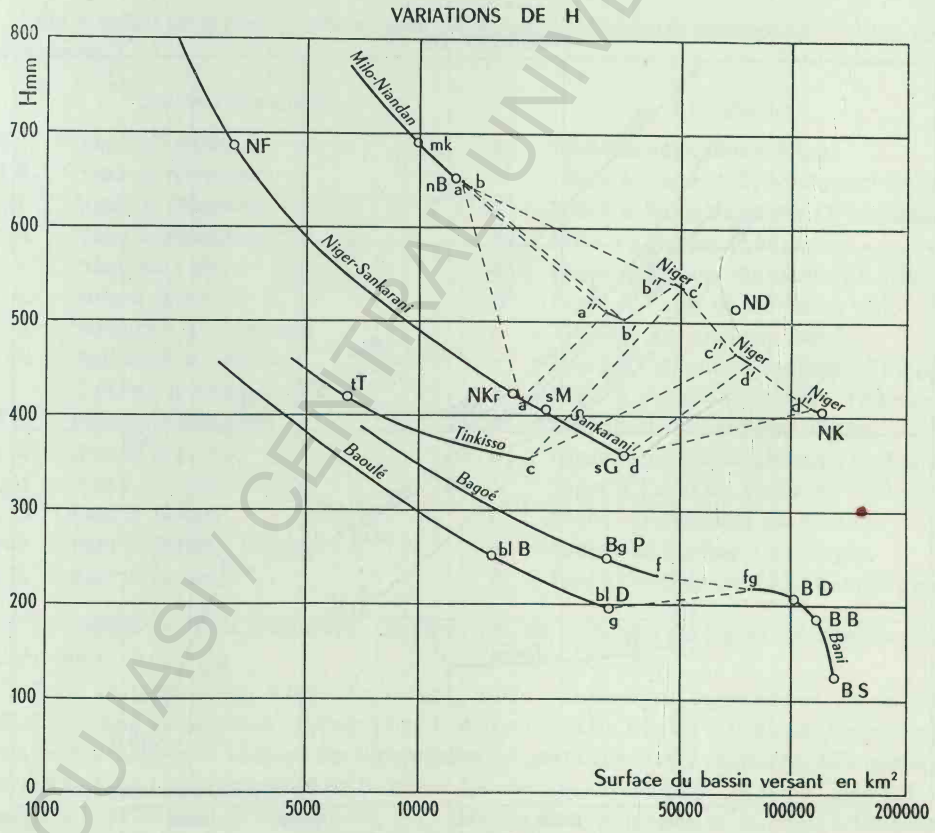


Fig. 186. NIGER SUPÉRIEUR ET BANI
Étude statistique des lames d'eau

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Cette hypothèse est justifiée par l'homogénéité du climat sur l'ensemble des bassins, corroborée par le fait qu'il a été possible d'établir une corrélation entre les débits d'un bassin quelconque et ceux du Niger à Koulikoro. La corrélation, assez lâche dans le cas précédent, est évidemment beaucoup plus serrée si l'on se place sur deux cours d'eau à l'amont d'un confluent, les bassins d'alimentation étant alors nécessairement voisins.

En passant aux lames d'eau et appelant S_x et S_y les surfaces respectives des bassins alimentant les deux cours d'eau, on obtient :

$$\overline{H}_z = \frac{1}{S_x + S_y}\left(S_x \overline{H}_x + S_y \overline{H}_y\right) \qquad (10\text{-X})$$

et

$$\sigma_z = \frac{1}{S_x + S_y}\left(S_x \sigma_x + S_y \sigma_y\right) \qquad (11\text{-X})$$

A partir de ces deux relations, nous avons établi le graphique de la figure 186 qui donne les variations de $\overline{H}$ en fonction de la surface du bassin pour les cours d'eau étudiés et le graphique de la figure 187 donnant la variation de σ. L'échelle des surfaces a été prise logarithmique pour faciliter la représentation.

Nous allons montrer sur un exemple tiré du graphique de la figure 186 le mode opératoire.

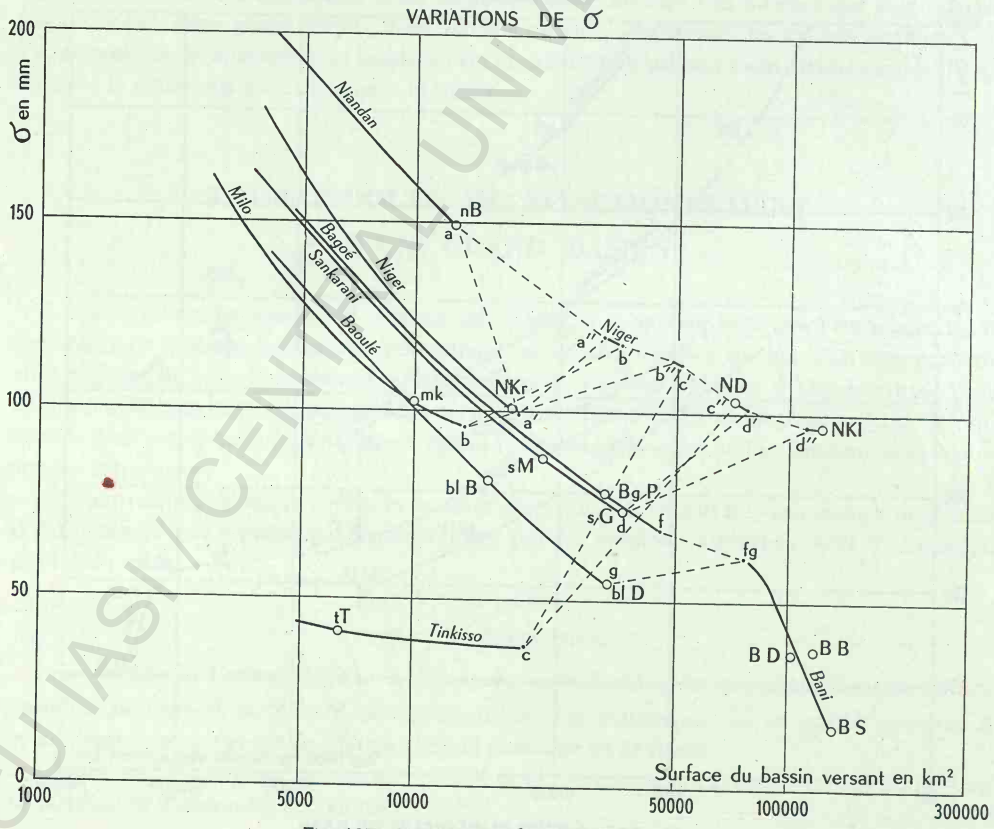


Fig. 187. NIGER SUPÉRIEUR ET BANI
Étude statistique des lames d'eau

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Sur les courbes de variations des lames d'eau du Niger supérieur à l'amont de Kouroussa et du Niandan, établies d'après les résultats de l'étude statistique, le confluent du Niger et du Niandan est représenté par le point (a) pour le Niandan et le point (a′) pour le Niger à l'amont du confluent.

On a respectivement :

Niandan :

Surface du bassin $S_x = 12\,700$ km² ;

Lame d'eau moyenne $\overline{H}_x = 652$ mm.

Niger :

Surface du bassin $S_y = 18\,700$ km²;

Lame d'eau moyenne $\overline{H}_y = 420$ mm;

Surface totale après le confluent : 31 400 km²;

L'application de la formule donne $\overline{H}_z = 513$ mm.

On porte alors le point (a″) de coordonnées ($S = 31\,400$, $\overline{H} = 513$), qui représente la lame d'eau moyenne à une station du Niger située immédiatement en aval du confluent. On procède de même pour tous les affluents jusqu'à Koulikoro. Le calcul est le même pour la variation de σ.

On a choisi les mêmes symboles pour les points représentatifs correspondants des deux graphiques :

Stations de mesures

N F : Niger à Faranah.
N K_r : Niger à Kouroussa.
N D : Niger à Dialakoro.
N K : Niger à Koulikoro.
n B : Niandan à Baro
m K : Milo à Kankan.
s M : Sankarani à Mandiana.
s G : Sankarani à Gouala.
t T : Tinkisso à Tinkisso.
bl B : Baoulé à Bougouni
bl D : Baoulé à Dioila.
bg P : Bagoé à Pankourou.
B D : Bani à Douna.
B B : Bani à Bénény Kégny.
B S : Bani à Sofara.

Confluents

a : Niandan au confluent Niger.
a′ : Niger à l'amont du confluent Niaudan
a″ : Niger à l'aval du confluent Niandan.
b : Milo au confluent Niger.
b′ : Niger à l'amont du confluent Milo
b″ : Niger à l'aval du confluent Milo
c : Tinkisso au confluent Niger.
c′ : Niger à l'amont du confluent Tinkisso.
c″ : Niger à l'aval du confluent Tinkisso.
d : Sankarani au confluent Niger.
d′ : Niger à l'amont du confluent Sankarani.
d″ : Niger à l'aval du confluent Sankarani.
f : Bagoé au confluent du Baoulé.
g : Baoulé au confluent du Bagoé.
fg : Bani à l'aval du confluent Baoulé-Bagoé

Les points figuratifs d'un même confluent ont été reliés par des lignes de rappel en trait interrompu.

Pour les lames d'eau moyennes, malgré quatre constructions consécutives, on retombe très exactement sur la valeur trouvée pour Koulikoro lors de l'étude statistique. Cette *fermeture*, pour employer le langage des topographes, est particulièrement éloquente. Elle constitue une vérification très intéressante de la valeur des mesures de débits et des hypothèses qui ont été faites pour les diverses corrélations. Par contre, le point représentatif du Niger à Dialakoro (sensiblement c″) donne une valeur inférieure de 48 mm à celle que l'on avait obtenue par détermination directe, soit un écart voisin de 9 %. Dans une étude précédente, on avait remarqué un écart entre les débits de Siguiri et ceux de Dialakoro, que l'on avait des raisons de croire

ORSTOM / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

plus exacts. Or, la prise en considération des débits mesurés à Siguiri ramènerait sensiblement le point N D sur la courbe de la figure 186. Un nouvel étalonnage de cette station s'avère indispensable, ainsi que la vérification du calage des échelles.

Le Milo et le Niandan, d'une part, le Haut-Niger et le Sankarani, d'autre part, semblent avoir la même loi de variation $\overline{H}(S)$. Ces deux derniers cours d'eau reçoivent sensiblement les mêmes précipitations, présentent des couvertures végétales analogues et des caractéristiques hydrographiques voisines. Notons enfin la chute brutale des valeurs de $\overline{H}$ pour le Bani dès son entrée dans la cuvette lacustre, chute parfaitement explicable par les pertes en eau que subit alors cette rivière.

Pour les écarts-types, on observe des écarts plus importants entre les estimations directes et celles qui sont déduites de la présente construction. Ces écarts ont été répartis le long de la courbe et n'excèdent pas 4 % à chacun des confluents, ce qui est très acceptable.

L'utilisation de ces diagrammes est très simple. Si l'on cherche les caractéristiques des modules pour une section située en un point quelconque sur l'un des cours d'eau étudiés, il suffira de reporter la surface du bassin correspondant sur les graphiques des figures 186 et 187 pour obtenir immédiatement la valeur moyenne et l'écart-type des lames d'eau, d'où ceux des modules. Il faut noter toutefois que les valeurs obtenues n'ont de signification que pour des bassins d'au moins 5 000 km².

Si l'étude de l'aménagement envisagé portait sur une rivière qui ne figure pas dans les graphiques, il faudrait alors procéder par analogie, ce qui serait évidemment plus délicat. Il serait bon, dans ce cas, de contrôler les résultats par l'étude pluviométrique du bassin.

4. MODULE SPÉCIFIQUE
DÉTERMINATION DU MODULE D'UN BASSIN QUELCONQUE

On appelle débit spécifique tout débit rapporté à l'unité de superficie du bassin; on l'exprime en général en litres par seconde par kilomètre carré. L'intérêt de cette notion, appliquée aux modules, est de faciliter la comparaison entre bassins d'étendues différentes. En général, pour un même cours d'eau, si la pluviométrie est relativement homogène, le module spécifique décroît légèrement d'amont en aval : ceci est dû au fait que les pertes par évaporation sont favorisées dans les parties basses par les faibles pentes. Mais le phénomène demande de grandes différences dans le relief et il est souvent masqué par les effets de la répartition spatiale de la pluviométrie moyenne. D'un bassin à l'autre, l'influence de la pluviométrie est souvent prépondérante.

Le problème que nous nous posons maintenant est la détermination du module d'une rivière inconnue, problème que l'on a souvent à résoudre pour de petits aménagements ou des études sommaires d'avant-projet. On opère généralement par comparaison. Il faut d'abord étudier de près tous les éléments morphologiques et climatiques du bassin.

Forme du bassin et topographie :

Est-il allongé ou ramassé? Indice de forme éventuellement.

La région est-elle montagneuse, vallonnée ou plate? Y a-t-il des plateaux? Courbe hypsométrique. Indice de pente.

BCU LAUSANNE UNIVERSITY LIBRARY

Végétation :

Densité de la forêt?

S'agit-il de savane, boisée ou non? de prairie?

Y a-t-il des zones marécageuses? des forêts galeries? des îlots forestiers?

Si on le peut, on fera le décompte des zones de couverture en pourcentage de la surface totale du bassin.

Géologie et pédologie :

Terrain perméable ou non?

Possibilités de réserves souterraines? Une bonne perméabilité sous forte épaisseur, en mettant rapidement les précipitations à l'abri de l'évaporation, constitue un facteur de plus-value pour le module.

Climatologie :

Précipitations? Si on le peut, on tracera la carte des isohyètes moyennes interannuelles et on déterminera P_m.

Régime des pluies. Équatorial? Tropical, etc.?

Températures?

On cherche ensuite parmi les bassins observés celui qui semble se rapprocher le plus, tant du point de vue climatique que du point de vue morphologique, du bassin étudié auquel on appliquera le même module spécifique.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

CHAPITRE XI

TRANSPORTS SOLIDES

L'étude du débit solide des cours d'eau constitue sans doute la branche la plus difficile de l'hydrologie de surface. Le sujet est vaste et dans le présent ouvrage il ne sera possible que d'en donner un simple aperçu. Nous avons réuni en fin de chapitre une biliographie, certes très incomplète, mais suffisante à notre avis pour une information extensive sur les thèses actuellement soutenues par les différents auteurs.

1. L'ÉROSION CONTINENTALE ET LE TRANSPORT SOLIDE

La matière première du débit solide est l'érosion continentale, c'est-à-dire la désagrégation, sous toutes ses formes, du sol par les agents atmosphériques : le gel qui fait éclater les roches par congélation de l'eau absorbée, soit en petit dans la structure de la pierre, soit en grand dans les fissures, l'impact des gouttes de pluie : érosion pluviatile surtout active sur les sols meubles, le vent, les variations brutales de température, les actions chimiques de l'eau et de l'air, le ruissellement et enfin l'érosion fluviatile.

L'érosion du sol arable est néfaste pour les régions hautes mais peut être bienfaisante pour les régions basses : inondation ou irrigation fertilisantes. L'érosion des roches produit en général des matériaux stériles lorsqu'ils sont directement acheminés vers le cours d'eau; ces matériaux plus ou moins grossiers sont presque toujours une cause d'ennuis dans les parties basses des rivières ou des fleuves.

Les matériaux arrachés au sol par l'érosion continentale finissent presque à coup sûr par atteindre le réseau hydrographique, sauf dans le cas d'un relief particulièrement dégradé où l'endoréisme sévit à l'échelle microgéographique, sur de petites surfaces : les matériaux restent alors sur place, ou, s'ils sont suffisamment légers, sont emportés par le vent. Il faut ajouter les matériaux apportés par l'érosion éolienne d'autres bassins.

Il convient de signaler l'effet saisonnier de la végétation sur l'érosion, notamment dans les régions tropicales où les pluies sont groupées en une saison bien déterminée et où leur répartition dans le temps est le principal facteur de l'évolution de cette végétation. Au début de la saison des pluies, la végétation herbacée est peu développée ou même inexistante : le sol

BOSTON UNIVERSITY LIBRARY

nu est particulièrement sensible à l'érosion pluviatile et une crue survenant à cette époque de l'année va charrier une quantité importante de matériaux. A mesure que l'on avance dans la saison des pluies, la végétation devient de plus en plus dense, protègeant le sol de l'érosion, et les eaux des rivières, pour des précipitations de même intensité, seront de moins en moins chargées.

Lorsque les matériaux ainsi arrachés ont atteint le réseau hydrographique, ils vont être transportés par le courant si celui-ci en est capable, sinon ils se déposeront pour constituer la partie affouillable du lit des rivières. Compte tenu des caractéristiques spécifiques des matériaux transportés, que nous appellerons désormais *charge solide* et des caractéristiques de rugosité du lit, la possibilité de transport de la rivière, exprimée par exemple en tonnes par jour, dépend de la répartition des vitesses dans la section considérée, c'est-à-dire la plupart du temps du seul débit liquide. Cette possibilité est appelée *capacité de transport solide;* elle varie constamment d'amont en aval de la rivière, puisque la loi de répartition des vitesses n'est pas la même pour un débit donné à toutes les sections. Elle varie également dans le temps, à une section donnée, avec le débit liquide.

Si tout au long du parcours la charge solide est toujours inférieure à la capacité de transport, l'eau conservera un reliquat d'énergie qui pourra être utilisé au creusement du lit si celui-ci est affouillable et si la granulométrie et les autres caractéristiques du matériau de fond permettent le transport, compte tenu de la vitesse du courant. Si au contraire en un point du profil en long la capacité de transport tombe en dessous de la charge, une partie des matériaux va se déposer. Dans le cas général d'une rivière à fort débit solide, on assiste en fait à une série d'alluvionnements et d'affouillements répartis dans le temps et dans l'espace. Souvent, une rivière a tendance à affouiller aux forts débits et à alluvionner aux faibles débits ce qui s'explique par la variation de la capacité de transport avec le débit liquide et se traduit par une forte turbidité pendant les crues et des eaux limpides à l'étiage. Toutefois, il n'en est pas toujours ainsi et les eaux claires des basses ou moyennes eaux peuvent parfois affouiller davantage que les eaux chargées des crues, localement bien entendu. On peut dire que d'une façon générale les mouilles sont affouillées en crue et remblayées en étiage; les seuils subissent une évolution inverse.

On dit qu'une rivière affouillable est stable ou en équilibre hydromorphologique lorsque les affouillements sont approximativement compensés en tous points du lit par les dépôts. Une rivière instable est au contraire celle qui est à la recherche de son équilibre, soit en creusant son lit par affouillement, soit en l'exhaussant par alluvionnement. Il existe également des rivières stables à fond rocheux non affouillable, pour lesquelles le creusement est extrêmement lent. D'autre part, un fond de rivière, affouillable pour certaines vitesses non atteintes par la rivière ou rarement atteintes, peut se comporter comme un fond rocheux si les eaux sont claires ou ne contiennent que des éléments très fins en suspension, ce qui a des chances de se produire puisqu'il s'agit de vitesses faibles; la rivière sera stable. De toutes façons, ces caractéristiques sont toujours provisoires pour un cours d'eau mais leurs variations peuvent être extrêmement faibles, voire insensibles à l'échelle humaine.

Nous sommes loin d'avoir épuisé le sujet des variations de lit des rivières; il n'est qu'à peine esquissé dans les lignes précédentes. Mais nous pensons avoir mis en relief ces deux paramètres fondamentaux de l'équilibre des cours d'eau :

— *L'érosion continentale* qui fournit les matériaux;
— *La capacité de transport* (fonction x, t) qui fait son possible pour les évacuer.

Les conséquences de l'érosion, en elle-même par la destruction du sol, dans son action sur l'alluvionnement par l'intermédiaire du transport solide des cours d'eau, sont extrêmement importantes pour l'activité économique d'un pays.

BCU LAUSANNE

L'exhaussement des lits conduit à des inondations parfois dramatiques lorsqu'il s'agit d'agglomérations ou lorsque les alluvions déposées par les eaux sont stériles. Même dans le cas d'alluvions fertilisantes, il est rare qu'on puisse se passer d'un contrôle onéreux au moyen de digues ou autres travaux fluviaux. Signalons comme autre méfait des transports solides le comblement progressif des retenues.

L'exhaussement des lits peut être combattu en retenant les eaux durant les crues dans des réservoirs créés à cet effet : après décantation, les eaux sont relâchées à l'aval avec une capacité de transport intacte. On peut espérer ainsi creuser à nouveau le lit dans les sédiments déposés précédemment. Les Romains utilisaient déjà des barrages de comblement, mais plutôt dans le but de se procurer de nouvelles terres à cultures une fois les barrages comblés. S'il s'agit au contraire d'empêcher une retenue de se colmater, le problème est beaucoup plus ardu : intervient alors l'étude des courants de densité et les résultats obtenus par les différents systèmes de chasse ou de dragage sont bien peu encourageants, soit sur le plan efficacité, soit sur le plan économique. Les chasses sont généralement peu efficaces à moins de consentir à vider complètement la retenue, ce qui est tout à fait possible pour les ouvrages de protection contre les crues, mais ne l'est guère pour les ouvrages hydro-électriques. Quant aux dragages, une charge financière très élevée s'ajoute à la difficulté technique de trouver des terrains de décharge pour les produits dragués.

Ces procédés ne sont que des palliatifs qui ne s'attaquent pas à la racine du mal. D'une part, la protection reste fragile et peut être remise en question au bout de quelques années, d'autre part, le problème de la défense du sol n'est pas résolu. Le mieux est de supprimer, ou tout au moins de réduire le plus possible, l'érosion continentale. Dans cette lutte, la couverture végétale, la forêt notamment grâce à l'extension des racines des arbres, est l'arme la plus efficace. Pour les zones cultivées, il existe des méthodes permettant également de réduire l'érosion et chaque année les spécialistes en mettent au point de nouvelles, mieux adaptées à chaque cas particulier (banquettes anti-érosives, procédés de labours...).

2. ASPECT THÉORIQUE DU PROBLÈME DE TRANSPORT

Dans une méthode d'approche classique pour la description physique du transport solide, on considère un canal régulier de longueur infinie, comportant un fond affouillable composé de matériaux non homogènes en granulométrie et parcouru par un courant de vitesse suffisante pour que tous les phénomènes suivants soient réalisés. On constate que :

— les matériaux les plus fins sont entraînés par le courant sans jamais toucher le fond : c'est la *suspension*;

— les matériaux les plus grossiers roulent ou glissent sur le fond sans jamais le quitter : c'est le *transport de fond* ou *charriage*;

— certains matériaux de granulométrie intermédiaire progressent par bonds successifs, se trouvant tantôt sur le fond tantôt au sein du liquide : c'est la *saltation*.

Il n'existe guère de théorie particulière à la saltation considérée en général globalement avec le charriage. Avant de donner un bref aperçu des théories échafaudées pour la suspension et le charriage, il est indispensable d'exposer quelques définitions concernant les propriétés des matériaux.

A) Caractéristiques des matériaux

Dimension des particules.

La dimension d'une particule est définie par son diamètre apparent mesuré au tamis pour les particules de diamètre supérieur à 0,1 mm; jusqu'à 4 μ environ, le diamètre est mesuré au microscope ou évalué par la formule de Stockes au moyen de la vitesse de sédimentation (diamètre de sédimentation).

Un matériau non homogène est défini en dimension par sa courbe granulométrique. L'ordonnée de cette courbe donne le pourcentage en poids du matériau de diamètre inférieur à la valeur portée en abscisse. De telles courbes sont tracées sur la figure 73 (chapitre III). L'échelle des abscisses est généralement logarithmique pour obtenir une représentation correcte des faibles diamètres.

Suivant la dimension des particules qui le composent, un matériau reçoit une désignation dans une échelle granulométrique. Le classement le plus connu est celui de l'American Geophysical Union (Sous-Comité de *Sediment Terminology* du Comité de dynamique des cours d'eau). Il comporte 5 classes, elles-mêmes subdivisées suivant une progression géométrique de raison 2 :

Galets	64 à 4 000 mm
Gravier	2 à 64 mm
Sable	62 à 2 000 μ
Limon	4 à 62 μ
Argile	0,24 à 4 μ

Pour les argiles (moins de 4 μ), on a rarement besoin de connaître la valeur exacte des diamètres.

Lorsque le matériau n'est pas homogène, ce qui est le cas de tous les sédiments naturels, on définit un *diamétre caractéristique* tiré de la courbe granulométrique. Par exemple :

Einstein : D_{35} ou D_{40} (35 % en poids sec $\leqslant D_{35}$);

Kalinske : D_{50};

Meyer Peter : $D_m = \Sigma D \frac{\Delta p}{100}$, Δp désignant le pourcentage en poids des matériaux contenus dans la tranche du diamètre D.

Le diamètre d'une particule ne reste pas constant au cours du charriage suivant le profil en long de la rivière. Le frottement des particules les unes contre les autres se traduit par une usure que l'on appelle *abrasion.* H. Sternberg admet que la perte de poids subie par une particule est proportionnelle à son poids et à la distance parcourue : $dp = cpds$, d'où le poids d'une particule de poids original p_o ayant parcouru une distance s :

$$p = p_o e^{-cs} \tag{1-XI}$$

c est le *coefficient d'abrasion.*

En introduisant le diamètre $d = d_o e^{-\frac{cs}{3}}$, Schoklitsch a proposé d'exprimer c sous la forme :

$$c = c_1 V^{\frac{1}{4}} \left(\frac{d + 15}{15}\right) \tag{2-XI}$$

BCU LAUSANNE CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

V : vitesse de la particule en mètres par seconde;

d : diamètre caractéristique des particules composant le lit en millimètres.

c_1 : coefficient d'abrasion d'une particule se déplaçant à 1 m/s. Sa valeur dépend de la nature de la roche. Ses valeurs sont données dans le tableau LVI.

TABLEAU LVI

Coefficient spécifique d'abrasion c_1 *(en* km^{-1}*) pour diverses sortes de particules se déplaçant à une vitesse de* 1 *m/s au-dessus d'un lit composé de particules d'un diamètre égal à zéro*

N° d'ordre	Roche ou matière	Particules sphériques	Particules à arêtes vives
1	Pierre à talc	0,27 -0,23	0,30
2	Grès	0,041	—
3	Débris de brique	0,032	0,041
4	Quartz-feldspath avec hornblende	0,0088	—
5	Marbre	0,0082-0,0063	0,0095
6	Grès calcaire	0,0079	—
7A	Calcaire marneux	0,0060-0,0038	0,0092
7B	Calcaire	0,0050-0,0014	—
8	Quartz rouge	0,0038	—
9	Gneiss (riche en quartz)	0,0033	—
10	Dolomie	0,0026	0,054
11	Granit	0,0026-0,0013	0,025
12	Ardoise verte avec taches de chlorite	0,0022	0,0028
13	Sérizite-gneiss	0,0017	0,0018
14	Grès, grain fin	0,0015	—
15	Quartz porphyre	0,0015	0,0032
16	Granit gneiss	0,0013	—
17	Ardoise siliceuse	0,00070	—
18	Quartzite	0,00070	—
19	Porphyre	0,00054	0,0029
20	Fonte grise	0,00025	0,00032
21	Acier trempé	0,00016-0,000063	—
22	Brique réfractaire	0,000063	0,00029

Forme des particules.

C'est une caractéristique importante et néanmoins très difficile à saisir. Certains auteurs ont dressé de véritables catalogues de formes (*). Nous mentionnerons seulement deux paramètres de forme :

— la sphéricité : rapport de la surface de la sphère de même volume que la particule à la surface de la particule;

— la rondeur : rapport du rayon moyen des angles au rayon du cercle inscrit dans le maître-couple.

Ces définitions montrent que la détermination des paramètres auxquels elles se rapportent n'est pas à la portée de n'importe quel opérateur.

(*) H.L. Uppal : « Erosion and transportation of material by rivers and canals », A.I.H.S., Assemblée générale de Bruxelles (1951). Publ. 34 de l'A.I.H.S.. tome III, p. 131-149.

BOSTON CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Vitesse de sédimentation.

Lorsque la vitesse limite de chute est lente (chute laminaire) c'est-à-dire pour les faibles valeurs du nombre de Reynolds rapporté à la particule, on peut appliquer la formule de Stokes qui lie le diamètre à la vitesse de chute w :

$$w^2 = A \frac{1}{C_D} \frac{\rho_s - \rho}{\rho} g D \qquad (3\text{-XI})$$

A : constante (forme, etc.).

D : diamètre de la particule.

ρ_s', ρ : densités du solide et du fluide.

C_D : coefficient de traînée.

Si la chute est turbulente (particules grossières), le coefficient de traînée n'est plus constant, mais peut être évalué par :

$$C_D = \frac{24}{R_e} = \frac{24\nu}{wD} \qquad (4\text{-XI})$$

d'où :

$$w = \frac{A}{24} \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \frac{1}{\nu} g D^2 \qquad (5\text{-XI})$$

R_e : nombre de Reynolds;

ν : coefficient de viscosité cinématique.

Les autres caractéristiques des particules : poids spécifique, etc., font appel à la terminologie courante des propriétés physiques des corps.

B) Étude théorique de la suspension

La suspension est un état d'équilibre purement mécanique entre les forces de gravité qui ont tendance à entraîner les particules vers le fond de la rivière, suivant la loi de chute limite propre de chacune de ces particules (w) et les échanges turbulents de quantités de mouvement qui tendent à homogénéiser la concentration le long d'une verticale. Il s'agit là, bien sûr, d'un équilibre statistique. Si y est la hauteur d'un point au-dessus du lit, le transfert turbulent des particules en ce point est proportionnel au gradient de concentration et le débit de matériau correspondant vers le haut est égal à $-E\frac{dc}{dy}$, le signe moins provenant du fait que la concentration c décroît lorsque y croît. Le débit solide dû à la décantation des matériaux est d'autre part égal à wc. On suppose, avec ces notations, qu'il s'agit d'un matériau homogène. L'équation d'équilibre peut alors s'écrire :

$$wc = -E\frac{dc}{dy} \qquad (6\text{-XI})$$

E est le coefficient de mélange donné, d'après Prandtl, par la formule

$$\tau = \rho E \frac{dV}{dy} \qquad (7\text{-XI})$$

où τ est l'effort de cisaillement turbulent, ρ la densité du fluide, V la vitesse du courant.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Si l'on admet que les forces de frottement obéissent à la loi de Von Karman

$$\frac{V - V_{max}}{\sqrt{\frac{\tau_0 g}{\gamma}}} = \frac{2,3}{k} \log \frac{y}{D} \tag{8-XI}$$

k : constante de Karman ; 0,4 pour l'eau claire.
D : profondeur de l'eau.

On arrive à la relation :

$$L\frac{c}{c_a} = \frac{w}{0,4\sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}} \int_a^z \frac{dz}{z(z-1)} \tag{9-XI}$$

où $zD = y$, et où aD est la distance au-dessus du fond d'un point donné. L'intégration de cette équation donne :

$$\frac{c}{c_a} = \left[\frac{1 - \frac{\eta}{\eta_0}}{1 + \frac{\eta}{a}} \right]^p \tag{10-XI}$$

avec $\eta = D(z - a)$, $\eta_0 = D(1 - a)$ et $p = \dfrac{w}{0,4\sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}}$

Kalinske a remarqué que la courbe $\int_o^x \frac{dz}{z(z-1)}$ en fonction de z est sensiblement une droite, ce qui permet d'écrire la relation (9-XI) sous la forme :

$$c = c_a e^{-16t(z-a)} \tag{11-XI}$$

où $t = \dfrac{w}{\sqrt{\tau_0/\rho}}$ ou ($\tau_0 = \rho g$ DS + formule de Manning) : $t = \dfrac{kw}{V_m \frac{n}{D^{\frac{1}{6}}}}$.

V_m : vitesse moyenne du courant.
n : coefficient de Manning.

Hayami présente une formule légèrement différente de celle de Kalinske :

$$\frac{c}{c_a} = e^{-\frac{w}{\beta\sqrt{g\,DS}}\Phi(\eta)} \tag{12-XI}$$

où $n = \dfrac{y}{D}$, y étant la profondeur d'un point,

et :

$$\Phi(\eta) = \int_{\eta}^{0,999} \frac{1 + \eta^2}{(1 - \eta^2)\sqrt{\eta}}\, d\eta \tag{13-XI}$$

C_a est la concentration au fond pour y = 0,999 D

La valeur $w\sqrt{g\,DS} = 0,3$ constitue, d'après Hayami, une limite caractéristique entre le charriage et la suspension.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Hunt donne comme relation entre c_a et c_y (concentrations à des distances du fond a et y respectivement) :

$$\left(\frac{c_y}{1-c_y}\right)\left(\frac{1-c_a}{c_a}\right)=\left[\left(\frac{1-y/D}{1-a/D}\right)^{\frac{1}{2}}\left(\frac{B_s-(1-a/D)^{\frac{1}{2}}}{B_s-(1-y/D)^{\frac{1}{2}}}\right)\right]^Z \qquad (14\text{-XI})$$

où B_s est une constante expérimentale légèrement inférieure à 1

et
$$Z=\frac{w}{kV_*}$$

avec
$$V_*=\sqrt{gd\,S},$$

d étant le diamètre caractéristique des grains et S la pente de la ligne d'eau.

Pour les particules grossières, Hunt a suggéré de modifier la valeur de Z par l'introduction d'un coefficient k_s : $Z_1=\frac{Zk}{B_s k_s}$.

Une autre expression de Z_1 a été proposée par Einstein :

$$Z_1=\frac{Z}{e^{\frac{L^2Z^2}{\pi}}+\frac{2ZL}{\sqrt{2\pi}}\int_0^{\sqrt{\frac{2}{\pi}}LZ}e^{-\frac{x^2}{2}}dx} \qquad (15\text{-XI})$$

avec $L=\log_e(1+Bk)$ où B est une constante.

Cette distinction entre Z et Z_1 n'est sensible que pour les particules grossières. On peut donc souvent la négliger dans les problèmes de transport en suspension.

C) Étude théorique du charriage

a) NOTION DE FORCE TRACTRICE

La force tractrice a été et reste encore un paramètre de choix dans l'étude du transport de fond. On appelle ainsi la force qui s'exerce sur le fond parallèlement à la ligne de charge de la rivière du fait de la poussée hydrostatique. Elle est définie par la relation

$$\tau=\gamma RS \qquad (16\text{-XI})$$

où γ est le poids spécifique de l'eau, R le rayon hydraulique de la rivière et S la pente de la ligne de charge. C'est donc une force de cisaillement par unité de surface.

La force tractrice critique, τ_c, est celle qui est capable de mettre en mouvement les matériaux de fond. Pour certains auteurs, il s'agit du début de la mise en mouvement, pour d'autres, la force tractrice critique correspond à la mise en mouvement de l'ensemble de la couche du lit, notion introduite par Einstein, dont nous parlerons plus loin.

b) ÉQUATION D'ÉQUILIBRE CRITIQUE

La mise en route d'une particule du fond dépend entre autres de sa résistance à l'avancement, c'est-à-dire en définitive de la réaction du lit à la poussée hydrodynamique exercée par le courant sur la particule. Cette poussée peut être exprimée par l'équation :

$$F=CA\gamma\frac{V^2}{2g} \qquad (17\text{-XI})$$

BOUIAS CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

dans laquelle V est la vitesse du courant au droit de la particule, A la surface apparente exposée au courant et C le coefficient de traînée qui dépend d'un coefficient de forme α_1, caractéristique des particules, et du nombre de Reynolds rapporté au diamètre apparent de ces particules.

$$C = \Phi_1\left(\alpha_1, \frac{Vd}{\nu}\right) \tag{18-XI}$$

D'autre part, la vitesse du courant à une hauteur $Z = \alpha_2$ d peut être rattachée à la force tractrice par des formules de perte de charge :

$$V = \sqrt{\frac{\tau g}{\gamma}}\,\Phi_2\left[\alpha_2, \frac{d\sqrt{\frac{\tau g}{\gamma}}}{\nu}\right] \tag{19-XI}$$

D'où, en combinant 17-XI, 18-XI et 19-XI :

$$F = \tau d^2\,\Phi_3\left[\alpha_1, \alpha_2, \frac{d\sqrt{\frac{\tau g}{\gamma}}}{\nu}\right] \tag{20-XI}$$

Shields admet que la résistance des particules au mouvement dépend de la rugosité du lit et du poids apparent de la particule dans l'eau :

$$\alpha_3\,(\rho_s{}^{-1})\gamma\,\frac{\pi\, d^3}{6} \tag{21-XI}$$

En égalant les expressions (16-XI) et (20-XI), on trouve en faisant intervenir la force tractrice limite, une équation de la forme :

$$\frac{\tau_c}{\gamma(\rho_s - 1)d} = \Phi_4\left[\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \frac{d\sqrt{\frac{\tau g}{\gamma}}}{\nu}\right] \tag{22-XI}$$

Si le lit est plat et composé d'un matériau de granulométrie uniforme, l'expression précédente se simplifie en :

$$\frac{\gamma(\rho_s - 1)d}{\tau_c} = \Phi\left[\frac{d\sqrt{\frac{\tau g}{\gamma}}}{\nu}\right] \tag{23-XI}$$

où d est le diamètre réel des particules et non plus un diamètre caractéristique tiré de la courbe granulométrique.

Dans la pratique, Φ peut être considéré comme une constante et la force tractrice limite est alors proportionnelle au diamètre.

c) ÉTUDE THÉORIQUE DU CHARRIAGE DE FOND

Les équations précédentes permettent de définir la relation existant entre la force tractrice et le diamètre des particules constituant le fond, diamètre vrai si le matériau de fond est homogène, diamètre caractéristique s'il est hétérogène. En écrivant l'équation (22-XI), on traduit le fait que les poussées hydrodynamiques deviennent juste suffisantes pour commencer à entraîner le matériau de fond, c'est-à-dire que l'on atteint juste la force tractrice critique τ_c.

CU IAS / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Dès que cette valeur de la force tractrice est en fait dépassée, le mouvement de charriage commence. Du Boys a admis que le débit de charriage en volume par unité de largeur du canal est proportionnel à l'excédent de la force tractrice réelle sur la force tractrice critique nécessaire pour amorcer le mouvement :

$$q_s = C_s \tau(\tau - \tau_c) \qquad (24\text{-XI})$$

Cette équation dérive de l'hypothèse simplifiée que le transport s'effectue par couches glissant les unes sur les autres sous l'effet de la traction du courant. C_s est un coefficient dimensionnel qui caractérise l'aptitude des matériaux à se mettre en mouvement. Il est aisé de vérifier que sa dimension est $M^{-2}T^3L^4$ ou $\frac{L^6}{[MLT^{-2}]^2\,T}$; (on peut l'exprimer par exemple en $m^6/kg^2.s$). Le tableau LVII donne quelques valeurs de τ_c et de C_s pour différentes valeurs du diamètre des grains.

TABLEAU LVII

d (mm)	1/8	1/4	1/2	1	2	4
τ_c (kg/m²)	0,078	0,083	0,108	0,156	0,250	0,44
C_s ($m^6/kg^2.s$)	0,0032	0,0019	0,0011	0,00067	0,00039	0,00023

Depuis Du Boys, d'autres auteurs ont introduit des formules empiriques pour représenter le débit de charriage.

La formule de *Meyer Peter*, établie pour des sables grossiers de grain uniforme, a été présentée pour la première fois en 1934 sous la forme :

$$\frac{q_b^{\frac{2}{3}} s}{d} = a + b\frac{q_B^{\frac{2}{3}}}{d} \qquad (25\text{-XI})$$

avec $q_b = VR_b$ V : vitesse moyenne du courant. R_b : rayon hydraulique.

S : pente.
q_B : débit solide en poids sec par unité de largeur.
d : diamètre caractéristique des particules.
a, b : constantes.

Elle a été modifiée en 1948 pour tenir compte de l'influence de la densité des matériaux et séparer la résistance des rides de fond de la résistance totale du lit :

$$\gamma \frac{q_b}{q}\left(\frac{K_b}{K'_b}\right)^{\frac{3}{2}} SD = A(\gamma_s - \gamma)\,d + B\left(\frac{\gamma}{g}\right)^{\frac{1}{3}}\left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho_s}\right)^{\frac{2}{3}} q_B^{\frac{2}{3}}$$

avec $q = VD$; D : profondeur moyenne

$$K_b = \frac{V}{R_b^{\frac{2}{3}} S_b^{\frac{1}{2}}}$$

$$K'_b = \frac{V}{R_b^{\frac{2}{3}} S'_b{}^{\frac{1}{2}}}$$

A, B : constantes.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

γ : poids spécifique du fluide.
ρ_s, ρ : densités du solide et du fluide.
S_b : pente de la ligne d'énergie due à la résistance des grains.
S'_b : pente de la ligne d'énergie due à la résistance des rides.

On a remarqué que cette équation peut se ramener à la forme :

$$q_B = K_1 (\tau - \tau_c)^{\frac{3}{2}} \tag{27-XI}$$

Shields a proposé la formule :

$$\frac{q_s \rho_s}{q} = 10 \frac{(\tau - \tau_c)}{\gamma(\rho_s - 1)d} \tag{28-XI}$$

où q_s : débit solide en volume par unité de largeur.
q : débit liquide par unité de largeur.

La formule de *Chang* établie pour un sable de grain uniforme se rapproche de celle de Du Boys :

$$q_s = Cn\tau(\tau - \tau_c) \tag{29-XI}$$

où n est le coefficient de Manning.

Nous citerons également les formules de :

U.S. Waterway Exp. Station, pour un mélange de sables :

$$q_s = \frac{C}{n} (\tau - \tau_c)^m \tag{30-XI}$$

O'Brien, pour un mélange de sables :

$$q_s = C \left(\frac{V}{R^{\frac{1}{3}}} \right)^m \tag{31-XI}$$

R : rayon hydraulique

Mc Dougall, pour un mélange de sables :

$$q_s = CS^m (q - q_c) \tag{32-XI}$$

S : pente d'énergie;
q_c : débit critique de début de débit solide.

Schoklitsch, pour un sable régulier :

$$q_s = C \frac{S^{\frac{3}{2}}}{\sqrt{d}} (q - q_c) \tag{33-XI}$$

Par une étude statistique portant sur un grand nombre de résultats expérimentaux, Johnson a montré que toutes ces formules donnent des précisions équivalentes.

Einstein a introduit un élément nouveau dans l'étude du charriage en posant que le mouvement d'une particule de dimensions données s'effectue par bonds de longueur et de fréquence déterminées : la vitesse du transport dépend uniquement du nombre de particules se déplaçant

R.U. IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

en même temps. La probabilité pour qu'une particule se mette en mouvement pourrait, selon lui, être exprimée en fonction :

— du débit solide;
— de la grosseur et de la densité relative de la particule;
— d'un paramètre de temps égal à $\frac{d}{w}$.

Une autre expression de cette même probabilité peut, à son avis, être donnée en fonction du rapport entre les forces exercées par le courant et la résistance de la particule à l'avancement. En égalant ces deux expressions, il arrive à l'équation générale :

$$\Phi = f(\psi) \tag{34-XI}$$

où

$$\Phi = \frac{q_s\ \rho_s}{\sqrt{g(\rho_s - 1)}\,\mathrm{F}d^{\frac{3}{2}}} \tag{35-XI}$$

avec

$$\mathrm{F} = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36\ \nu^2}{gd^3(\rho_s - 1)}} - \sqrt{\frac{36\ \nu^2}{gd^3(\rho_s - 1)}} \tag{36-XI}$$

et

$$\psi = \frac{\gamma(\rho_s - 1)d\ \text{(Rapport des forces)}}{\tau} \tag{37-XI}$$

Ces relations sont écrites avec les notations déjà utilisées.

D'après Rouse, la fonction f serait :

$$\Phi = 40\left(\frac{1}{\psi}\right)^3 \tag{38-XI}$$

Pour $\rho_s = 2{,}65$, $\nu = 0{,}01$ cm²/s et $d = 1$ à 10 mm, on aurait :

$$\mathrm{F} \neq 0{,}81 \qquad \text{et} \qquad q_s = 11{,}0\,\frac{\tau^3}{d^{1,5}}$$

or

$$\tau \neq \gamma \mathrm{DS}$$

d'où

$$q_s = 349.000\,\frac{\mathrm{D}^3\mathrm{S}^3}{d^{1,5}} \tag{39-XI}$$

avec q_s : débit solide par m de largeur en mètres cubes par seconde.
S : pente.
D : profondeur en mètres.
d : diamètre caractéristique des particules en millimètres.

En 1950, Einstein a proposé pour l'équation $\Phi = f(\psi)$ la forme :

$$1 - \frac{1}{\sqrt{\pi}} \int_{-\mathrm{B}_*\psi - \frac{1}{\eta_0}}^{\mathrm{B}_*\psi - \frac{1}{\eta_0}} e^{-t^2}\,dt = \frac{\mathrm{A}_*\Phi}{1 + \mathrm{A}_*\Phi} \tag{40-XI}$$

BCU Lausanne / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

avec :

$$A_* = 43{,}5, \quad B_* = 0{,}143, \quad \frac{1}{\tau_0} = 2, \text{ (constantes universelles).}$$

Einstein a introduit également la notion de *couche du lit* définie comme une couche d'écoulement au niveau du lit dans laquelle la longueur de mélange est si faible qu'il ne peut pas y avoir suspension. Son épaisseur serait égale, d'après Einstein, à deux fois le diamètre caractéristique (d_{40}) des matériaux de fond. Si les matériaux progressent tous avec la vitesse moyenne U_B dans la couche du lit, la concentration moyenne du flux de charriage, pour un certain intervalle de grosseur des matériaux charriés, exprimée en poids par unité de volume de mixture est :

$$\frac{i_B q'_B}{U_B 2d} \tag{41-XI}$$

q'_B : est le débit total de charriage en poids par unité de largeur du canal.
i_B : fraction des matériaux correspondant à l'intervalle granulométrique.

La concentration c_a des matériaux en suspension correspondant au même intervalle de grosseur est supposée égale à :

$$c_a = A_1 \frac{i_B q'_B}{2d U_B} \tag{42-XI}$$

Einstein fait encore l'hypothèse suivante : U_B, inconnue, est proportionnelle à la vitesse de cisaillement :

$$U_* = \sqrt{\frac{\tau g}{\gamma}} = \sqrt{gRS} \tag{43-XI}$$

d'où :

$$c_a = A_2 \frac{i_B q'_B}{2d U^*} = A_2 \frac{i_B q'_B}{2d\sqrt{gRS}} \tag{44-XI}$$

A_2 se calcule expérimentalement (1/11,6 d'après Einstein).

L'équation 44-XI établit une relation entre charge de charriage et charge en suspension. Elle permet d'accéder au calcul de la charge totale de la rivière.

3. — MESURE DES DÉBITS SOLIDES

Les formules contenues dans la partie théorique de cet exposé concernent en fait la *capacité de transport* de la rivière et leur emploi en vue de calculer le débit solide suppose que le débit solide correspond à chaque instant à cette capacité. Parmi les matériaux transportés par la rivière, on a coutume de distinguer ceux qui font partie initialement du lit, ou *charge du lit*, et ceux qui proviennent directement de l'érosion dans le bassin hors du réseau hydrographique, ou *charge de ruissellement*. En principe, la charge de ruissellement est composée de matériaux fins qui transitent dans les cours d'eau sans se déposer; cela peut ne pas être vrai lorsque l'érosion par ruissellement est très active et, d'autre part, il est difficile pratiquement d'assimiler l'érosion due aux cours d'eau temporaires de têtes de bassin à l'érosion de berge des rivières.

BAM - NSI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Du point de vue agronomique, la charge de ruissellement est de beaucoup la plus importante puisque c'est elle qui est issue directement de la dégradation du sol arable; la charge du lit peut prendre également une grande importance lorsqu'elle se décante sur des terres cultivées lors d'inondations, car elle a généralement pour effet de rendre le sol stérile.

Si la rivière n'est pas en équilibre morphologique, c'est-à-dire si l'érosion continentale ne compense pas le débit solide ou lui est au contraire très supérieure, les formules ne peuvent être d'aucun secours pour le débit solide (*). Elles peuvent être par contre un guide intéressant dans des études sur modèle réduit. De toutes façons, les paramètres figurant dans ces formules doivent être déterminés expérimentalement et dans la mesure du possible pour chaque problème étudié, d'où la nécessité de faire des mesures directes du débit solide et des différents paramètres.

Nous n'insisterons pas sur les mesures en laboratoire (tamisage, mesure de w, etc.) destinées surtout à la détermination des propriétés physiques des particules et en particulier à la mise au point des courbes granulométriques. Pour la mesure du débit solide, les techniques peuvent être classées assez aisément, la diversité apparaissant surtout dans les appareils utilisés pour les prélèvements plutôt que dans les méthodes à proprement parler.

A) Mesure des matériaux en suspension

La mesure du débit solide transporté en suspension est relativement simple bien qu'en pratique elle soit parfois très longue car il faut à chaque point remonter le dispositif du prélèvement avant de passer au point suivant.

Cette mesure est tout à fait analogue à celle du débit liquide. En un point de la section choisie, on mesure simultanément la vitesse v du courant avec un moulinet, et la concentration c en matériaux de suspension, en grammes par litres par exemple, au moyen d'un appareil de prélèvement. On procède ainsi, comme pour un jaugeage ordinaire, en plusieurs points d'un certain nombre de verticales. Chaque point étant défini par ses coordonnées y, profondeur, et x, distance à une des rives prise comme origine, le débit solide à travers une surface $dxdy$ de la section est égal à $c(x, y)\ v(,x\ y)\ dxdy$. Et le débit solide en suspension de la rivière est obtenu par double intégration graphique étendue à la totalité de la section suivant l'expression :

$$\int_{L}\int_{p} c(x, y)\ v(x, y)\ dxdy \qquad (45\text{-XI})$$

où L et p sont respectivement la largeur de la rivière et la hauteur d'une verticale.

Parmi les appareils de prélèvement, ou échantillonneurs, actuellement utilisés, nous citerons la turbidisonde Neyrpic et les différents Standard Samplers des Américains.

Ces deux appareils sont basés sur le même principe. Tous deux ont un orifice étudié pour perturber le moins possible l'écoulement. En effet, les filets d'eau ne doivent pas en principe s'incurver à l'entrée de cet orifice car la répartition des matériaux en concentration s'en trouverait modifiée. Il faut de plus que la vitesse d'entrée soit sensiblement égale à la vitesse du courant, ce qui est réalisé par des tuyères Venturi compensant les différentes pertes de charge.

(*) Il faut noter à ce point de vue que la charge du lit est toujours saturée par définition si le lit est affouillable à volonté. Lorsque l'érosion continentale ne fournit pas, momentanément, des matériaux en quantité suffisante, ceux-ci sont prélevés sur les matériaux disponibles dans le lit même de la rivière. Dans le cas contraire (abondance trop grande de matériaux de fond), il se produit des dépôts dans le lit qui joue ainsi un rôle régulateur. Par contre, la charge de ruissellement est rarement saturée. La charge du lit joue un rôle important dans les rivières navigables (déplacement du chenal); pour le comblement d'un barrage, c'est généralement la charge de ruissellement qui est déterminante.

BCU LAUSANNE UNIVERSITÉ LIBRARY

Dans la turbidisonde Neyrpic (fig. 188) l'admission de l'eau de rivière est commandée par la coupure d'une arrivée d'air comprimé qui, en dehors des instants où doit s'effectuer la mesure, maintient dans le corps de l'appareil une pression suffisante pour interdire l'entrée de l'eau. L'échantillon prélevé est recueilli dans une bouteille en verre de 800 cm^3. L'appareil est suspendu par une articulation à un câble spécial, dit *pneumo-porteur*, auquel est incorporée la canalisation d'air comprimé. Il est prolongé par une queue pourvue d'un empennage stabilisateur. Son poids, 90 kg, permet de l'employer dans des courants assez rapides sans dérive excessive. La turbidisonde peut être utilisée jusqu'à 12 cm du fond environ.

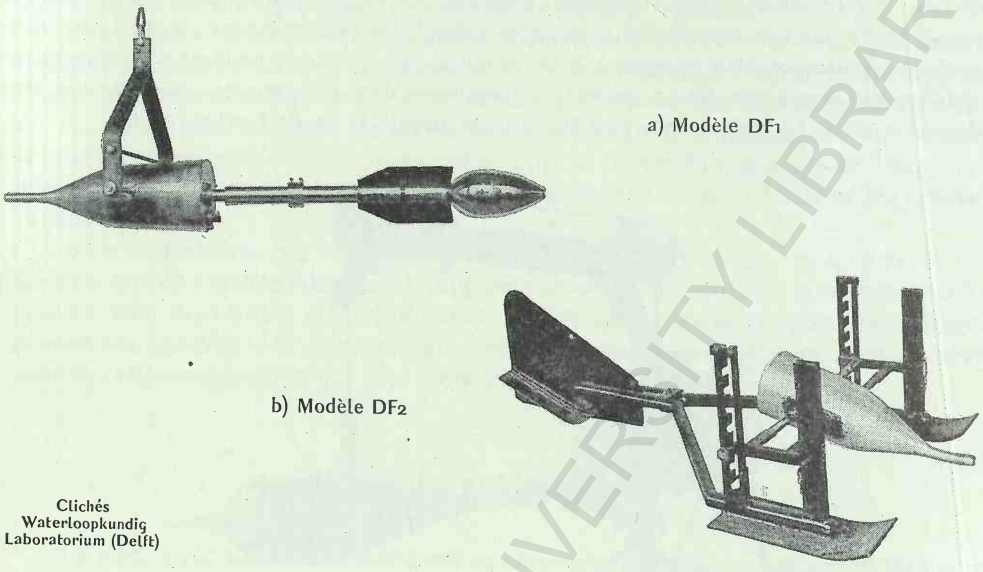
Photo Neyrpic

Fig. 188. Turbidisonde Neyrpic montée sur potence

Les échantillonneurs *Standard* américains comportent plusieurs types d'appareils. L'US DH-48, appareil léger monté sur perche sert surtout pour les mesures à gué. L'US D-43, perfectionné en US D-49 qui permet des prélèvements plus près du fond, est suspendu à un câble. L'US P-46 permet une intégration suivant la profondeur.

L'inconvénient des échantillonneurs de ce type est la faible importance de l'échantillon prélevé : moins de 1 litre. Lorsqu'on s'intéresse spécialement au transport en suspension des sables, cette capacité est nettement insuffisante. Le laboratoire d'hydraulique de Delft (Hollande) a mis au point un échantillonneur à décantation appelé *bouteille de Delft*. L'eau, admise par un ajutage calibré circule dans l'appareil en décrivant un circuit compliqué au cours duquel sa vitesse ralentit, laissant décanter les éléments les plus grossiers. L'appareil reste en place 10 à 20 minutes au cours desquelles une quantité appréciable de sable peut être recueillie (fig. 189). On mesure dans une éprouvette graduée le volume de matériaux recueillis. Des tables de corrections tenant compte de la granulométrie et de la vitesse du courant sont fournies par le laboratoire. La bouteille de Delft peut être montée avec une queue à empennage, comme un

saumon, ou sur un châssis inclinable muni de patins pour les mesures près du fond; dans ce cas, l'ajutage est légèrement recourbé. Il faut noter que cet appareil ne permet pas d'échantillonner les matériaux très fins.



a) Modèle DF_1

b) Modèle DF_2

Clichés
Waterloopkundig
Laboratorium (Delft)

Fig. 189. Bouteilles de Delft

Lorsque le courant est faible, on peut utiliser la sonde *Collet* composée d'un tube cylindrique ou de section carrée que l'on peut obturer instantanément, par des clapets ou des obturateurs-secteurs étanches, à ses deux extrémités. L'obturation est commandée par un émissaire d'un poids suffisant qu'on laisse glisser le long du câble de suspension. L'appareil est monté sur un poids de lestage et muni d'un gouvernail qui maintient le tube dans l'axe du courant.

Photo Neyrpic

fig. 190. Hydrocapteur Neyrpic

Si les prélèvements se font en eau calme, on peut utiliser soit la sonde Collet sans poids de lestage, soit un hydrocapteur pneumatique Neyrpic (fig. 190).

E.M. Laursen a utilisé un échantillonneur combiné avec un tube de Pitot permettant la lecture simultanée de la vitesse.

On peut également faire des prélèvements au moyen d'une pompe. L'extrémité du tuyau d'aspiration est fixée convenablement à un saumon de jaugeage équilibré et immergé à la profondeur voulue. Cette méthode permet de prélever des échantillons aussi importants que l'on veut, ce qui compense largement l'inconvénient d'une réalisation peut-être moins correcte du prélèvement. D'autre part, il n'est pas nécessaire de remonter chaque fois le matériel. Le procédé

ROUSE HYDRAULIC LABORATORY UNIVERSITY LIBRARY

de pompage peut être perfectionné en réglant le débit de la pompe de façon que la vitesse de l'eau dans l'ajutage de prélèvement soit égale à la vitesse du courant au point de mesure. La figure 191 montre quelques répartitions en granulométrie des débits solides sur les verticales pour le Logone à Laï (Tchad) : les prélèvements ont été effectués par pompage.

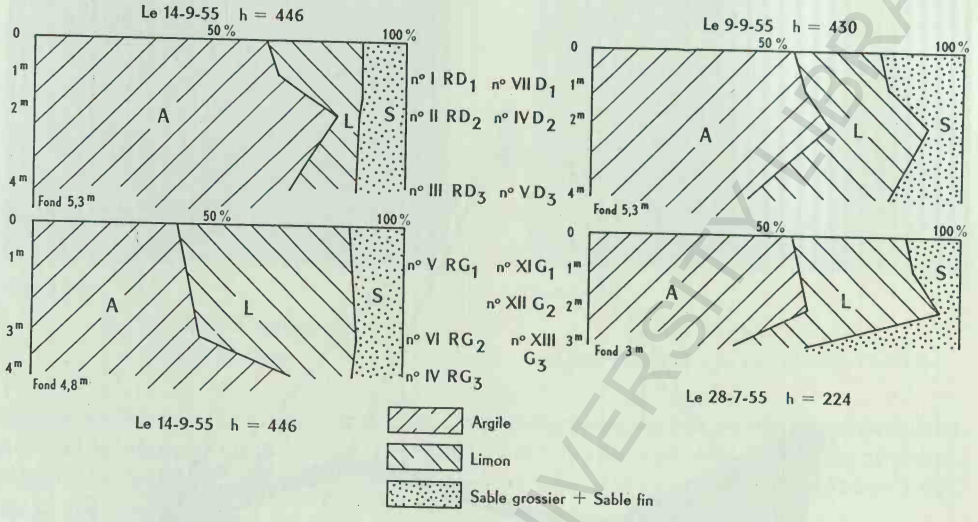


Fig. 191. Répartition des concentrations de matériaux en suspension dans le Logone (TCHAD)

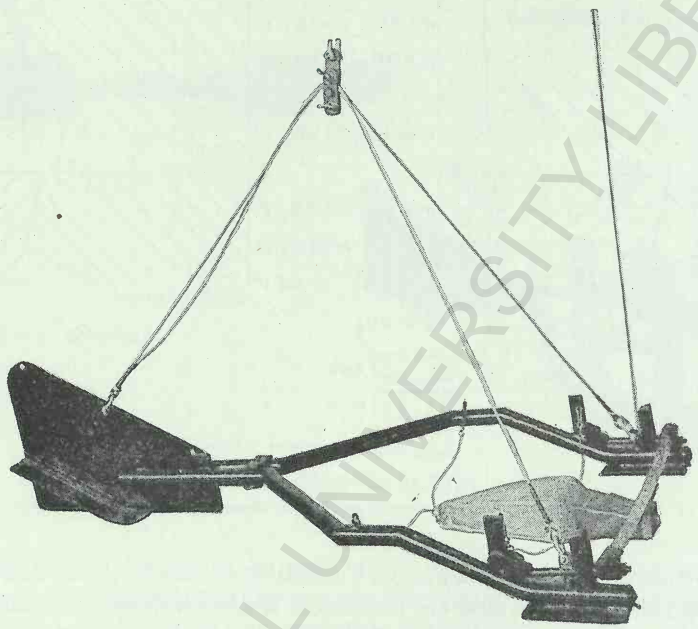
Signalons enfin les essais de Braudeau sur l'utilisation des cellules photo-électriques pour la mesure de la turbidité des eaux, ainsi que l'emploi de sondes turbidimétriques dont le principe est basé sur la variation de la capacité électrique entre deux plaques métalliques. L'étalonnage de ces appareils est assez délicat et l'appareillage de mesure est complexe et onéreux, surtout pour les sondes à capacité : ce sont plutôt des outils de laboratoire.

B) Mesure du charriage

Une première méthode consiste à prélever les matériaux charriés dans un appareil disposé sur le fond du lit pendant une durée déterminée. L'appareil de prélèvement est une nasse dont le fond est constitué par un grillage qui ne laisse passer que les matériaux très fins. Plusieurs types de nasses sont décrites dans l'article de Labaye cité en référence. On peut considérer qu'actuellement l'échantillonneur de fond le plus perfectionné est le B T M A (Bed-load Transport Meter *Arnhem*), de conception hollandaise. La figure 192 montre la constitution de cet appareil. Les résultats ainsi obtenus sont très dispersés et il faut faire un grand nombre de mesures pour atteindre une valeur moyenne significative, en prenant toutes précautions pour ne pas draguer le fond au moment du relevage.

Les difficultés rencontrées dans la mesure du charriage de fond par des méthodes de prélèvements sont en grande partie inhérentes à la nature même du phénomène. Outre qu'il est discontinu et se prête mal à des mesures individuelles ayant une signification précise, les résultats obtenus divergent assez fortement selon qu'on effectue les mesures dans une mouille ou au droit d'un seuil. Si le fond sableux est formé de dunes, ce qui est généralement le cas, la valeur trouvée par le charriage varie dans des proportions inquiétantes suivant la position du point de prélèvement par rapport à la crête de la dune.

La vitesse de déplacement des alluvions commence à être évaluée en mesurant celle d'isotopes radioactifs. On mélange à une faible quantité d'alluvions ou de sable artificiel de même densité et de même granulométrie que le matériau de fond, un certain pourcentage d'un corps (par exemple du tantale 182) susceptible d'être rendu radioactif après passage de l'échantillon dans une pile atomique. Le déplacement de ce sable est détecté au compteur de Geiger-Müller.



Cliché Waterloopkundig Laboratorium (Delft) Fig. 192. B.T.M.A.

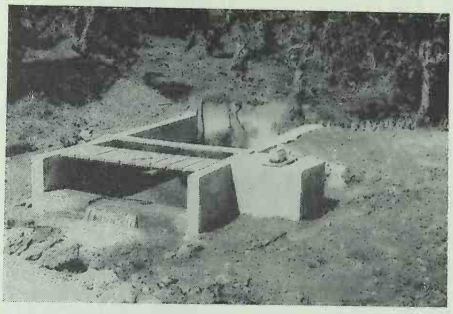
On peut également mesurer le charriage en cubant les dépôts sur un cône d'alluvion, dans une retenue ou un lac naturel par des procédés topographiques ou hydrographiques. Pour les lacs et les retenues, on détermine ainsi, en réalité, une partie importante de la charge totale puisque la plupart des matériaux fins se sont également déposés.

Si le bassin étudié est petit (moins de 1 km^2 pour les régions où l'érosion est active), une méthode excellente consiste à installer sur la rivière une *fosse à sédiments*. C'est un réservoir en béton construit dans le lit même de la rivière auquel succède un déversoir pour la mesure des débits. Le but de la fosse est de réduire suffisamment les vitesses pour que la charge du lit s'y dépose, la charge de ruissellement étant mesurée par des prélèvements à la sortie du déversoir qui est lui-même étalonné et sert à la mesure des débits liquides; un limnigraphe installé dans un puits en communication avec la fosse permet de suivre la variation de ces débits. Le volume des matériaux de charriage est mesuré soit dans la fosse elle-même par cubage topographique suivant un système de coordonnées préétabli, soit directement au moyen de récipients jaugés, en vidant la fosse. La figure 193 montre une telle fosse installée par l'Orstom dans le Foutah Djallon (Guinée).

A une échelle encore plus petite, on trouve ce que les spécialistes de la défense des sols appellent les parcelles d'érosion. Ce sont des parcelles de quelques centaines de mètres carrés limitées vers le haut par une murette édifiée suivant une courbe de niveau, sur les côtés par des murettes

BOUWCENTRUM CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

perpendiculaires aux courbes de niveau, vers le bas par un collecteur généralement en béton qui dirige vers une goulotte centrale les débits liquides et solides. Une fraction connue de ces débits est prélevée au moyen d'un partiteur et envoyée dans des cuves de décantation. Les débits



Cliché Chartier

Fig. 193. Fosse à sédiments (Foutah-Djallon)

Cliché Roche

Fig. 194. Parcelle d'érosion Appareillage de mesure (Guinée forestière)

liquides sont mesurés à partir des variations d'un limnigraphe, soit par un déversoir triangulaire, soit par la méthode volumétrique. Les volumes des dépôts sont évalués par des récipients jaugés et les poids de matériaux secs déterminés en laboratoire comme pour les fosses à sédiments (fig. 194).

BIBLIOGRAPHIE

BLENCH T. et ERB B. — *La théorie du régime appliquée à l'analyse des résultats expérimentaux concernant les transports de fond.* La « Houille Blanche » n° 2, p. 133-147, Grenoble, 1957.

BOGARDI J. — *Mesure du débit solide des rivières en Hongrie.* La « Houille Blanche », n° 2, p. 108-126, Grenoble, 1951.

BRAUDEAU G. — *Quelques techniques pour l'étude et la mesure du débit solide.* Mémoires et travaux de la S.H.F. — La « Houille Blanche », n° A, p. 243-251, Grenoble, 1951.

BROWN C.B. — *Sediment transportation.* Dans " Engineering Hydraulics " de H. Rouse, p. 769 à 857. J. Wiley and Sons, New York, 1950.

CARLSON E.J. and MILLER C.R. — *Research needs in sediment hydraulics.* Proceedings—Americ. Soc. of Civil Eng. Hydraulics division, paper 953, 33 p., New York, avril 1956.

DANEL P., DURAND R. et CONDOLIOS E. — *Introduction à l'étude de la saltation.* La « Houille Blanche », n° 6, p. 815-829, Grenoble, 1953.

ELZERMAN J.J. and ERIJLINK H.C. — *Present state of the investigations on bed-load movement in Holland.* UGGI-AIHS. — Assemblée Générale de Bruxelles (1951), Public. 34 de l'A.I.H.S., tome III, p. 100-116.

HOURS R. et JAFFRY P. — *Application des isotopes radioactifs à l'étude des mouvements des sédiments et des galets dans les cours d'eau et en mer.* « La Houille Blanche » n° 3, p. 318-347. Grenoble, 1959.

LABAYE G. — *Note sur le débit solide des cours d'eau.* La « Houille Blanche », n° spécial A, p. 3-30, Grenoble, 1948.

LANE E.W. and BORLAND W.M. — *River-Bed scour during floods.* Proceedings—Amer. Soc. of Civ. Eng. Hydraulics division, août 1953, n° 254, 14 p., New York.

LAURSEN M.E. — *The total sediment load of streams.* proceedings of the Am. Soc. of Civ. Eng., paper 1530, 36 p., New York, février 1958.
Discussion : R.J. Garde and M.L. Albertson, nov. 1958, n° 1856, p. 59-64. D.C. Bondurant *id.* p. 64-74. John L. Bogardi, *id.* p. 74-79. Emmett M. Laursen mars 1959, HY 3 p. 51.

NING CHIEN. — *The present status of research on sediment transport.* Proceedings Am. Soc. of Civ. Eng. Hydr. Divis., n° 565, 33 p., New York, décembre 1954.

O.N.U.-Commission économique pour l'Asie et l'Extrême-Orient. — *Le problème de la Sédimentation.* Impr. O.N.U., 92 p., New York, 1954.

STALL J.B. — *Sediment transport in Money Creek.* Proc. A.S.C.E., paper 1531, 27 p., New-York, février 1958.

Publication n° 34 de l'A.I.H.S.— Communications sur le mouvement des matériaux solides à l'Assemblée générale de Bruxelles, 1961., tome III, p. 97-161.

Publication n° 43 de l'A.I.H.S. — Communication de la Commission d'Erosion continentale à l'Assemblée générale de Toronto, septembre 1957, tome I, p.58-409.

Publication n° 53, de l'A.I.H.S. — Communications de la Commission d'Erosion continentale à l'Assemblée générale de Helsinki, 1960, p. 7 à 213.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

CHAPITRE XII

TECHNIQUES SPÉCIALES AUX ZONES DÉSERTIQUES

1. DIFFICULTÉS DU PROBLÈME

Le comportement tout à fait particulier de l'écoulement dans les régions désertiques ou subdésertiques, ainsi que les difficultés matérielles propres à ces pays, exigent une adaptation spéciale des méthodes utilisées dans les zones plus favorisées. Les principales caractéristiques relatives aux études hydrologiques sont :

— La rareté des pluies et les écoulements fugitifs surtout sur les petits oueds;
— La violence des crues;
— Les difficultés d'accès et de déplacement;
— La faible densité de la population.

La première de ces caractéristiques rend difficile l'établissement de stations permanentes telles qu'on les envisage dans les régions tempérées, tropicales et équatoriales. L'immobilisation d'agents chargés de relever les échelles ou de changer les feuilles des limnigraphes est économiquement impossible. Encore sommes-nous favorisés sous les climats désertiques situés en bordure immédiate des zones tropicales, car il n'existe alors qu'une seule période pluvieuse groupée en 1, 2 ou 3 mois au maximum : juillet-août-septembre pour l'hémisphère nord. Même dans ce cas, il n'est guère possible d'exploiter chaque année un réseau suffisamment dense de stations : des observateurs valables sont difficiles à recruter dans des pays peu peuplés où, de plus, la grande majorité de la population est illettrée; il est encore plus difficile d'obtenir d'un autochtone sachant lire et écrire de résider pendant trois mois à proximité de la station en un lieu généralement inhospitalier.

La violence et la rapidité des crues rend peu aisé l'étalonnage des stations. Seules des installations importantes pourraient venir à bout des forts débits, mais elles seraient inutilisées la plupart du temps et leur prix de revient serait, de ce fait, prohibitif. On ne peut guère non plus utiliser un matériel bien adapté au cours d'eau, c'est-à-dire finalement assez lourd, et transportable, car l'hydrologue, qui aurait la chance au cours de ses tournées de tomber sur une crue importante, n'aurait pas souvent la possibilité d'installer son appareillage durant la crue. D'autre part, les difficultés de déplacement incitent à réduire le matériel au strict minimum.

En effet, les déplacements en saison des pluies dans les régions désertiques ne sont pas aisés. A part quelques endroits privilégiés où des pistes bien aménagées sont utilisables à tout

RUTGERS GLOBAL UNIVERSITY LIBRARY

moment, sauf au passage des oueds lors des crues, la circulation dans les plaines n'est possible après une pluie importante qu'après un délai pouvant atteindre plusieurs jours. Dans les régions montagneuses, à part quelques rares pistes quand elles existent, les seuls passages possibles sont précisément le lit des oueds, donc impraticables dès qu'il y a de l'écoulement. En outre, les accès à la région de travail sont généralement eux-mêmes malaisés; il y a de longues distances à parcourir dans de mauvaises conditions, le matériel roulant souffre beaucoup et finalement cela coûte très cher.

Pour les hydrologues, l'épreuve est rude. A la fatigue physique du travail, aux jours et aux nuits passés à se sortir de la boue, au climat pénible, s'ajoute une alimentation peu satisfaisante et bien souvent la chasse permet seule de se procurer quelques vivres frais. Ajoutons à cela la presque impossibilité d'assurer pour les gens qui sont sur le terrain une protection médicale efficace.

2. PRINCIPES GÉNÉRAUX DE L'ORGANISATION DES ÉTUDES

Au cours d'assez nombreuses campagnes dans le Tagant, le Brakna, l'Affolé, l'Aïr, l'Ennédi le Mortcha, etc. les hydrologues de l'Orstom ont peu à peu mis au point des méthodes de travail et d'organisation permettant d'obtenir avec le minimum de frais le maximum de renseignements hydrologiques sur une région désertique ou subdésertique donnée. Ces méthodes ont été parfois utilisées également dans les régions sahéliennes plus arrosées.

A la date fixée pour le début de la campagne, on commence à installer un réseau de pluviomètres totalisateurs répartis sur l'ensemble de la région à étudier, de 5 000 à 20 000 km^2 environ, parfois plus. On procède ensuite à l'installation d'un bassin-échantillon choisi avec soin lors d'une prospection préliminaire et que l'on suppose représentatif des conditions moyennes d'écoulement pour la partie de la région sur laquelle est plus spécialement centré l'intérêt de la campagne. Il peut se faire également que le choix de ce bassin soit guidé par telle considération d'un plan d'aménagement (alimentation en eau, aménagement hydro-agricole, etc...). Une équipe dite *fixe* est attachée au bassin : elle n'en bougera pas de toute la durée de la campagne. Le bassin échantillon est équipé comme tous les autres secteurs d'étude du même type et les résultats obtenus sont traités par la méthode de l'hydrogramme unitaire. Une station météorologique lui est généralement adjointe avec, éventuellement, un bac évaporatoire; parfois le bac est installé ailleurs, dans un centre ou village permanent, afin que les observations puissent être poursuivies toute l'année.

Tandis que l'équipe fixe prend ses quartiers, une autre équipe dite *volante* commence ses propres installations, s'il y a lieu. En certains points, des limnigraphes à longue durée de rotation sont quelquefois installés. Ailleurs, ce sont des échelles à maximum; il s'agit de dispositifs plus ou moins ingénieux conservant la trace des plus hautes eaux atteintes durant la campagne. Nous ne sommes pas quant à nous de chauds partisans de ce genre d'instruments, les délaissés, souvent très nets en zone désertique, nous ayant toujours amplement suffi. Ces opérations menées simultanément avec l'installation du réseau de totalisateurs sont l'occasion, pour l'équipe volante, d'une première prise de contact avec le terrain, ou, s'il s'agit d'une seconde campagne, d'une *remise dans le bain.* C'est pendant cette tournée que le personnel local engagé est éprouvé, que les détails matériels du déplacement sont définitivement réglés. Une des principales préoccupations durant la mise en place des appareils, est d'assurer leur protection contre les nomades ce qui donne lieu, en particulier pour les pluviomètres totalisateurs, à de véritables opérations de camouflage.

DÉPLACEMENTS D'UNE ÉQUIPE VOLANTE

Fig. 195. Véhicule ensablé (Mortcha-Tchad)

Fig. 196. Déplacement en caravane (Ennédi-Tchad)

Fig. 197. Lever de camp

Fig. 198. " Laboratoire " improvisé pour la mesure du taux d'absorption des roches

Photos M. Roche

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

PLUVIOMÈTRES DES ZONES DÉSERTIQUES

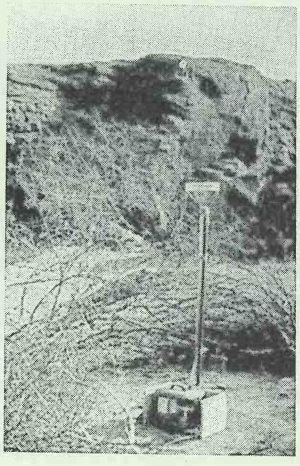


Fig. 199. Pluviographe Filotecnica installé dans la nature et protégé par une " zériba " (Afollé-Mauritanic)

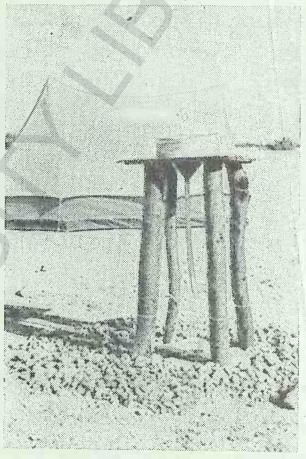


Fig. 200. " Pluviographe à main " (Mortcha-Tchad)

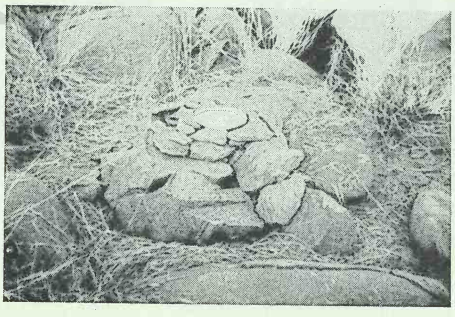


Fig. 201. Camouflage d'un pluviomètre totalisateur (Mortcha-Tchad)

Photos M. Roche

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Fig. 202. Crue sur le Kori Téloua
(Aïr Rép. du Niger)

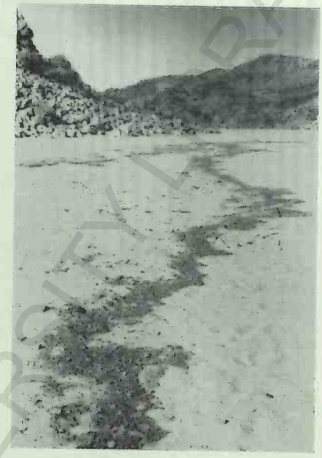


Fig. 203. Délaissés de crue
sur le Kori Timia
(Aïr Rép. du Niger)

Fig. 204. Rétention de surface
(Aïr Rép. du Niger)

Clichés Lefèvre

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Dès que le chef de l'équipe volante sent que le temps va se gâter, ce qui nécessite pas un flair extraordinaire sous ces climats, il se rend au point jugé par lui le plus intéressant. Dès la première pluie, l'activité réelle de l'équipe commence; les déplacements sont pratiquement ininterrompus, toutes les pluies reçues sont enregistrées, les changements de temps observés, différentes mesures climatiques faites à toute heure du jour, les débits rencontrés dans les différents oueds jaugés dans toute la mesure du possible; éventuellement, un nivellement barométrique est continuellement effectué, avec pour base un second altimètre déposé au camp fixe et suivi par l'équipe non itinérante. L'hydrologue ne doit pas non plus négliger toutes les observations susceptibles de fournir quelques renseignements sur la percolation et les écoulements souterrains; il relève en particulier les hauteurs d'eau dans les puits s'il s'en trouve sur son passage. Chaque fois qu'il passe à proximité d'un pluviomètre totalisateur, il en relève le contenu.

Une fois les pluies terminées, l'équipe volante, parfois aidée de l'équipe fixe qui commence à se replier, fait une dernière tournée générale au cours de laquelle tous les pluviomètres totalisateurs sont relevés et récupérés. Aux points intéressants du réseau, on fait les derniers relevés de délaissés de crues, des profils en travers et des profils en long. Ces résultats fourniront, en s'appuyant sur les quelques jaugeages effectués, les débits maximaux des crues, suivant le procédé indiqué au paragraphe 8 du chapitre IV.

Il se peut qu'au cours de ses tournées, le chef de l'équipe volante juge intéressant de s'arrêter en un point particulier du réseau pour effectuer des observations d'une certaine durée et notamment enregistrer quelques crues dans leur totalité. Ces opérations peuvent parfois compléter les résultats acquis sur le bassin-échantillon et donner des valeurs complémentaires sur les coefficients d'écoulements.

Lors du dépouillement des observations faites pendant la campagne et de leur interprétation, il est fait largement appel aux données pluviométriques recueillies aux stations officielles durant des périodes plus ou moins longues.

3. ORGANISATION MATÉRIELLE D'UNE CAMPAGNE

La réalisation pratique d'une campagne est grandement facilitée si elle est lancée à partir d'un centre d'études bien équipé situé à proximité, c'est-à-dire à moins de 1 500 km de la zone prospectée. Bien avant la saison des pluies, la plus grande partie du matériel est acheminée et stockée en lieu sûr : en particulier, des dépôts d'essence assez largement calculés sont constitués à des emplacements judicieusement choisis. Dans la mesure du possible, un agent est alors chargé de l'établissement du camp de base situé au lieu d'action de l'équipe fixe.

L'ensemble des opérations est confié à un ingénieur hydrologue expérimenté qui prend également la direction de l'équipe volante. Il est secondé par un agent technique chevronné chargé de l'équipe fixe.

Le matériel roulant comporte un véhicule tous terrains semi-lourd (genre Power-wagon) qui reste en général au camp de base lorsque la campagne bat son plein, et d'un véhicule tous terrains léger (genre pick-up Land Rover) affecté à l'équipe volante. Il est préférable, si c'est possible, que les deux véhicules soient équipés d'un treuil. De plus, l'équipe fixe dispose en permanence de quelques chameaux (3 ou 4) à titre de sécurité et pour assurer les liaisons. L'équipe volante loue dix à quinze chameaux pour effectuer ses tournées lorsque la voiture n'est pas utilisable.

BCU LAUSANNE CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Pour le matériel nécessaire aux observations, on peut établir une liste-type comme suit.

ÉQUIPE VOLANTE

Thermomètre au 1/10° C;
Thermomètre à maximums;
Thermomètre à minimums;
Psychromètre à aspiration;
Pluviomètres totalisateurs (nombre suivant le besoin);
Pluviographe *à main*;
Éprouvettes;
Moulinet ordinaire, Micromoulinet } montés sur perche ronde et avec leurs accessoires;
Chronomètres;
Quelques éléments d'échelles;
Un ou deux limnigraphes à mouvement longue durée éventuellement;
Double décamètre en ruban d'acier;
Niveau avec mire;
Boussole topographique (genre *Topochaix*, modèle universel);
Altimètre.

ÉQUIPE FIXE

Tous les éléments normaux d'une station climatologique :
Pluviomètres (nombre suivant les besoins) [avec abri];
Pluviographes (nombre suivant les besoins);
2 ensembles de jaugeage sur canot pneumatique :
— l'un avec perche,
— l'autre avec saumon;
ou : 1 transporteur aérien et 1 ensemble léger sur perche;
1 ou 2 limnigraphes journaliers.
Niveau, double décamètre, altimètre, etc.

Il faut ajouter à cela les câbles et cordages, l'outillage, le matériel de campement, etc.

Notons enfin que le chef de mission doit disposer de toutes les cartes et photographies aériennes disponibles concernant la région étudiée.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

ANNEXES

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

ANNEXE I

LEXIQUE ANGLAIS-FRANÇAIS DES TERMES HYDROLOGIQUES

(Équivalents français des expressions anglo-saxonnes)

Abrupt wawe :
Onde à front raide.

Air line :
Câble exondé.

Air-moisture :
Humidité de l'air.

Antecedent-precipitation index :
Indice de saturation (basé sur les précipitations antérieures).

Area-elevation distribution :
Répartition hypsométrique.

Backwater curve :
Courbe de remous.

Bank :
Rive.

Base flow :
Débit de base.

Base width :
Temps de base.

Basin :
Bassin versant.

Bed layer :
Couche du lit.

Bed load transport (*ou* Bed load) :
Charriage.

Bed material load :
Charge du lit.

Bench mark :
Borne repère.

Brook :
Ruisseau.

Cable way :
Transporteur aérien.

Catchment :
Bassin versant.

Channel :
Chenal. Lit mineur d'un cours d'eau. Cours d'eau.

Coastal stream :
Fleuve côtier.

Compactness coefficient :
Coefficient de compacité.

Contact load :
Charge de la couche du lit.

Crest gage :
Échelle à maximums.

Cross sectional area :
Surface mouillée.

Current meter :
Moulinet.

Dam :
Barrage, digue.

Depression storage :
Rétention de surface (définitive).

Depth :
Profondeur.

Design flood :
Crue utilisée pour un calcul.

Design storm :
Averse utilisée pour un calcul.

Dew point :
Point de rosée.

Discharge :
Débit (valeur numérique du débit).

Distribution graph :
Graphique de distribution.

Divide :
Ligne de séparation des eaux.

Downstream. Down the river :
Aval.

BOU ASTI CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Drainage area :
Superficie du bassin.

Drainage basin :
Bassin versant.

Drainage density :
Densité du réseau hydrographique.

Drainage net :
Réseau hydrographique. Réseau de drainage.

Drought :
Sécheresse.

Dry bulb :
Réservoir sec (du psychromètre).

Duration curve :
Courbe des débits classés.

Echo-sounder :
Sondeur à ultra-sons.

Embankment :
Berge.

Evaporation opportunity :
Disponibilité en eau (pour l'évaporation à partir du sol).

Evaporation pan (*ou* Pan) :
Bac évaporatoire.

Evaporative power :
Pouvoir évaporant.

Evapotranspiration :
Évapotranspiration (*voir aussi:* Total loss, Water losses, Fly-off).

Float actuated water-stage recorder :
Limnigraphe à flotteur.

Floating pan :
Bac flottant.

Flood :
Crue.

Flood crest :
Pointe de crue.

Flood forecasting :
Prévision des crues.

Floodmarks :
Délaissés de crue.

Flood routing :
Propagation des crues.

Flood wawe :
Onde de crue.

Flow :
Écoulement, débit (du point de vue qualitatif).

Flowmeter :
Débitmètre.

Fly-off :
Évapotranspiration.

Free flow :
Écoulement libre.

Gaged flow :
Débit jaugé.

Gage zero :
Zéro de l'échelle.

Groundwater :
Eau souterraine.

Groundwater depletion curve :
Courbe de tarissement.

Groundwater flow :
Écoulement de base.

Groundwater recession :
Tarissement.

Head :
Charge (hauteur).

Head waters :
Hautes eaux.

Heat balance (*ou* Heat-budget) :
Bilan thermique.

Heat storage :
Accumulation de chaleur. Chaleur accumulée.

High flow. High water :
Hautes eaux.

Hook-gage :
Pointe de mesure.

Hydraulic jump :
Ressaut.

Inflow :
Débit entrant (dans un bief ou une retenue).

Initial detention :
Stockage de surface (rétention provisoire).

Initial precipitation :
Précipitation préliminaire.

Interflow :
Écoulement hypodermique.

RUSI/CSI/CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Isohyetal map :
Carte d'isohyètes.

Lag :
Temps de réponse (du bassin).

Lapse rate :
Gradient vertical de température.

Logarithmic extension :
Extrapolation logarithmique.

Low flow. Low water :
Basses eaux.

Mass curve :
Courbe des valeurs cumulées.

Maximum instantaneous discharge :
Débit de pointe (maximum de la crue).

Mean daily discharge. Mean daily flow :
Débit moyen journalier.

Mean elevation :
Altitude moyenne.

Mean sea level :
Niveau moyen de la mer.

Mean velocity :
Vitesse moyenne.

Measuring flume :
Jaugeur.

Median elevation :
Altitude médiane.

Mixing length :
Longueur du mélange.

Mixing ratio :
Coefficient de mélange.

Net storm rain :
Pluie nette (ou excédentaire).

Net supply interval :
Durée de pluie efficace.

Network :
Réseau de (mesures).

Outflow :
Débit sortant (d'un bief ou d'une retenue).

Overbank :
Lit majeur.

Overland flow :
Ruissellement (sur le terrain).

Pan-coefficient :
Coefficient de correction (pour passer de l'évaporation sur bac à l'évaporation sur nappe d'eau libre).

Peak flow :
Pointe de crue.

Peak percentage :
Pourcentage de pointe.

Phreatic surface :
Nappe souterraine.

Pool :
Étendue d'eau calme.

Precipitation - gage network :
Réseau pluviométrique.

Rain :
Pluie (en général).

Raindrops splash (*ou* Splash) :
Éclaboussement des gouttes de pluie, considéré pour son action érosive. Peut être équivalent de *érosion pluviatile*.

Rainfall :
Pluie, averse.

Rainfall excess :
Pluie excédentaire.

Rain gage :
Pluviomètre.

Rate of discharge :
Valeur du débit.

Reach :
Bief.

Recession :
Partie descendante de l'hydrogramme : courbe de décrue.

Recording rain gage :
Pluviographe.

Ripple mark :
Ride de fond.

Rise :
Temps de montée (de la crue).

Rising limb :
Partie montante de l'hydrogramme.

River :
Fleuve, grande rivière.

River basin :
Bassin versant.

BOUYAS / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

River stage :
Hauteur d'eau (lue à l'échelle).

Roughness :
Rugosité.

Runoff :
Écoulement (parvenu au réseau hydrographique).

Saltation load :
Charge en saltation.

Sample basin :
Bassin-échantillon.

Sampler :
Échantillonneur.

Scour :
Affouillement.

S curve :
Courbe en S.

Sectional staff gage :
Échelle en plusieurs éléments (sections).

Settling velocity :
Vitesse de sédimentation. Vitesse limite de chute d'une particule.

Slope :
Pente.

Soil-moisture :
Humidité du sol (teneur en eau).

Sounding weight :
Saumon.

Spillway :
Déversoir.

Splash :
Voir Raindrops splash.

Spring :
Source.

Staff :
Perche de moulinet.

Staff gage :
Échelle limnimétrique.

Stage :
Hauteur d'eau (lue à l'échelle).

Stage-discharge relation (*ou* rating) :
Relation hauteur-débit, courbe de tarage.

Station-year :
Station-année.

Storage :
Accumulation, stockage.

Storage gage :
Pluviomètre totalisateur.

Storm :
Averse, grain, orage.

Storm intensity pattern :
Hyétogramme.

Stream :
Cours d'eau.

Streamflow :
Écoulement dans le réseau hydrographique.

Stream profile :
Profil en long.

Subsurface flow :
Écoulement hypodermique.

Sunken pan :
Bac enterré.

Sunshine :
Ensoleillement.

Surface retention. Surface storage :
Stockage de surface (rétention provisoire).

Surface runoff :
Ruissellement (ayant atteint le réseau hydrographique).

Suspended load :
Charge en suspension, suspension.

Swamp :
Marécage.

Time of concentration :
Temps de concentration.

Time of travel :
Temps de parcours.

Tipping bucket :
Auget basculeur.

Total loss :
Évapotranspiration.

Tributary :
Affluent, tributaire.

Turbulence eddy (*ou* Eddy) :
Tourbillon.

Unitgraph :
Hydrogramme unitaire.

RU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Upstream (*ou* Up the river) :
Amont.

Velocity :
Vitesse.

Wading measurement :
Jaugeage à gué.

Wapor-pressure difference :
Déficit de saturation.

Wash-load :
Charge de ruissellement.

Water balance :
Bilan hydrologique.

Water-level recorder :
Limnigraphe.

Water loss :
Perte en eau, évapotranspiration.

Watershed :
Ligne de partage des eaux, bassin versant (quelquefois).

Water-stage recorder :
Limnigraphe.

Water storage :
Stock d'eau, réserve.

Water supply :
Alimentation en eau.

Water-surface slope :
Pente de la ligne d'eau.

Water table :
Nappe (surtout souterraine).

Waterway :
Cours d'eau ou canal.

Weighted rod :
Bâton lesté.

Weir :
Déversoir.

Well :
Puits.

Wet-bulb :
Réservoir humide (du psychromètre).

Wet line :
Câble immergé.

Wind speed :
Vitesse du vent.

ANNEXE II

Tables psychrométriques pour psychromètres à ventilation forcée (A = 0,66)

Variation de T_h : 5° C à 45° C
Variation de T_s-T_h : 0° C à 25° C
} Intervalles de 0,2° C

T_h : température du réservoir humide.

T_s : température du réservoir sec.

Suivies de :

1 table de la tension de vapeur saturante de l'eau pour les températures comprises entre 0 et 60° C;

1 abaque des corrections de pression atmosphérique établi pour une variation de —10 mb.

BCU LAUSANNE CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

T_s-T_h \ T_h	5°	5,2	5,4	5,6	5,8	6°	6,2	6,4	6,6	6,8	7°	7,2	7,4	7,6	7,8
0°	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
0,2	97,2	97,2	97,3	97,3	97,4	97,4	97,4	97,4	97,4	97,4	97,4	97,4	97,4	97,5	97,5
0,4	94,5	94,6	94,6	94,6	94,7	94,7	94,7	94,7	94,8	94,9	94,9	94,9	94,9	95,0	95,0
0,6	91,7	91,8	91,9	92,0	92,1	92,1	92,1	92,1	92,2	92,3	92,3	92,3	92,4	92,5	92,5
0,8	88,9	89,0	89,1	89,2	89,3	89,4	89,5	89,5	89,6	89,7	89,8	89,8	89,9	90,0	90,1
1°	86,1	86,3	86,5	86,6	86,7	86,8	86,9	87,0	87,1	87,2	87,2	87,2	87,4	87,5	87,6
1,2	83,7	83,8	84,0	84,1	84,3	84,4	84,5	84,6	84,7	84,8	84,9	85,0	85,1	85,2	85,3
1,4	81,2	81,4	81,5	81,6	81,8	82,0	82,1	82,2	82,3	82,5	82,6	82,7	82,9	83,0	83,1
1,6	78,8	79,0	79,1	79,3	79,5	79,7	79,8	79,9	80,1	80,2	80,3	80,4	80,6	80,8	80,9
1,8	76,3	76,5	76,7	76,9	77,1	77,3	77,4	77,5	77,7	77,9	78,0	78,2	78,4	78,5	78,6
2°	73,9	74,1	74,3	74,5	74,7	74,9	75,1	75,2	75,3	75,5	75,7	75,9	76,1	76,2	76,4
2,2	71,7	71,9	72,1	72,4	72,6	72,8	73,0	73,2	73,3	73,5	73,7	73,9	74,1	74,2	74,4
2,4	69,5	69,7	70,0	70,3	70,5	70,7	70,9	71,1	71,3	71,4	71,6	71,8	72,0	72,2	72,4
2,6	67,3	67,5	67,7	68,0	68,3	68,5	68,7	68,9	69,2	69,4	69,6	69,8	70,0	70,2	70,4
2,8	65,1	65,4	65,6	65,9	66,1	66,4	66,6	66,9	67,1	67,3	67,5	67,7	67,9	68,2	68,4
3°	62,9	63,2	63,5	63,7	64,0	64,3	64,5	64,8	65,0	65,3	65,5	65,7	65,9	66,2	66,4
3,2	60,0	60,5	61,0	61,4	61,9	62,4	62,6	62,9	63,1	63,4	63,6	63,8	64,1	64,3	64,6
3,4	58,0	58,5	59,0	59,5	60,0	60,5	60,7	61,0	61,2	61,5	61,7	62,0	62,2	62,5	62,7
3,6	56,0	56,5	57,0	57,5	58,0	58,5	58,6	58,7	58,8	58,9	59,0	59,4	59,9	60,3	60,8
3,8	55,0	55,3	55,6	56,0	56,3	56,6	56,7	56,8	56,8	56,9	57,0	57,5	58,0	58,4	58,9
4°	53,0	53,3	53,7	54,0	54,4	54,7	55,0	55,3	55,5	55,8	56,1	56,4	56,7	57,0	57,3
4,2	51,2	51,5	51,9	52,2	52,6	52,9	53,2	53,5	53,9	54,2	54,5	54,8	55,1	55,3	55,6
4,4	49,4	49,7	50,1	50,4	50,8	51,1	51,4	51,8	52,1	52,5	52,8	53,1	53,4	53,7	54,0
4,6	47,5	47,9	48,3	48,6	49,0	49,4	49,8	50,1	50,5	50,8	51,2	51,5	51,8	52,0	52,3
4,8	45,7	46,1	46,5	46,8	47,2	47,6	48,0	48,4	48,7	49,1	49,5	49,6	49,7	49,8	49,9
5°	43,9	44,3	44,7	45,0	45,4	45,8	46,2	46,6	47,1	47,5	47,9	48,2	48,5	48,7	49,0
5,2	42,4	42,8	43,2	43,5	43,9	44,3	44,7	45,1	45,6	46,0	46,4	46,7	47,0	47,3	47,6
5,4	40,8	41,2	41,6	42,0	42,4	42,8	43,2	43,6	44,1	44,5	44,9	45,2	45,5	45,9	46,2
5,6	39,3	39,7	40,1	40,6	41,0	41,4	41,8	42,2	42,6	43,0	43,4	43,7	44,1	44,4	44,8
5,8	37,7	38,1	38,6	39,0	39,5	39,9	40,3	40,7	41,1	41,5	41,9	42,3	42,6	43,0	43,3
6°	36,2	36,6	37,1	37,5	38,0	38,4	38,8	39,2	39,6	40,0	40,4	40,8	41,2	41,5	41,9
6,2	34,8	35,2	35,7	36,1	36,6	37,0	37,4	37,8	38,3	38,7	39,1	39,5	39,9	40,2	40,6
6,4	33,4	33,9	34,3	34,8	35,2	35,7	36,1	36,5	36,9	37,3	37,7	38,1	38,5	38,9	39,3
6,6	32,0	32,5	32,9	33,4	33,8	34,3	34,7	35,1	35,6	36,0	36,4	36,8	37,2	37,6	38,0
6,8	30,6	30,9	31,2	31,4	31,7	32,0	32,6	33,2	33,8	34,4	35,0	35,4	35,3	36,3	36,7
7°	29,2	29,7	30,2	30,6	31,1	31,6	32,0	32,4	32,9	33,3	33,7	34,1	34,5	35,0	35,4
7,2	28,0	28,5	29,0	29,4	29,9	30,4	30,8	31,2	31,7	32,1	32,5	32,9	33,3	33,8	34,2
7,4	26,7	27,2	27,7	28,2	28,7	29,2	29,6	30,0	30,5	30,9	31,3	31,7	32,1	32,6	33,0
7,6	25,5	26,0	26,5	26,9	27,4	27,9	28,4	28,8	29,3	29,7	30,2	30,6	31,0	31,5	31,9
7,8	24,2	24,7	25,2	25,7	26,2	26,7	27,0	27,2	27,5	27,7	28,0	28,6	29,2	29,9	30,5
8°	23,0	23,5	24,0	24,5	25,0	25,5	26,0	26,4	26,9	27,3	27,8	28,2	28,6	29,1	29,5
8,2	21,9	22,4	22,9	23,4	23,9	24,4	24,9	25,3	25,8	26,2	26,7	27,1	27,6	28,0	28,5
8,4	20,8	21,3	21,8	22,3	22,8	23,3	23,8	24,2	24,7	25,1	25,6	26,0	26,5	26,9	27,4
8,6	19,6	20,1	20,6	21,2	21,7	22,2	22,7	23,2	23,6	24,1	24,6	25,0	25,5	25,9	26,4
8,8	18,5	19,0	19,5	20,1	20,6	21,1	21,6	22,1	22,5	23,0	23,5	23,9	24,4	24,8	25,3
9°	17,4	17,9	18,4	19,0	19,5	20,0	20,5	21,0	21,4	21,9	22,4	22,9	23,3	23,8	24,2
9,2	16,3	16,8	17,4	17,9	18,5	19,0	19,5	20,0	20,4	20,9	21,4	21,9	22,4	22,8	23,3
9,4	15,2	15,8	16,3	16,9	17,4	18,0	18,5	19,0	19,4	19,9	20,4	20,9	21,4	21,8	22,3
9,6	14,0	14,6	15,2	15,7	16,3	16,9	17,4	17,9	18,5	19,0	19,5	20,0	20,5	20,9	21,4
9,8	12,9	13,5	14,1	14,6	15,2	15,8	16,3	16,9	17,4	18,0	18,5	19,0	19,5	19,9	20,4
10°	11,8	12,4	13,0	13,6	14,2	14,8	15,3	15,9	16,4	17,0	17,5	18,0	18,5	19,0	19,5

BUCAREST TECHNICAL UNIVERSITY LIBRARY

T_s-T_h \ T_h	8°	8,2	8,4	8,6	8,8	9°	9,2	9,4	9,6	9,8	10°	10,2	10,4	10,6	10,8
0°	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
0,2	97,5	97,5	97,5	97,6	97,6	97,6	97,6	97,6	97,7	97,7	97,7	97,7	97,7	97,8	97,8
0,4	95,0	95,0	95,1	95,1	95,2	95,2	95,2	95,3	95,3	95,4	95,4	95,4	95,4	95,5	95,5
0,6	92,6	92,6	92,7	92,8	92,9	92,9	92,9	92,9	93,1	93,1	93,1	93,1	93,2	93,2	93,3
0,8	90,1	90,2	90,3	90,3	90,4	90,5	90,5	90,6	90,6	90,7	90,8	90,8	90,9	90,9	91,1
1°	87,6	87,7	87,8	87,9	88,0	88,1	88,2	88,3	88,4	88,4	88,5	88,5	88,6	88,7	88,8
1,2	85,4	85,5	85,6	85,7	85,8	85,9	86,0	86,1	86,2	86,3	86,4	86,5	86,6	86,6	86,7
1,4	83,2	83,3	83,4	83,6	83,7	83,8	83,9	84,0	84,1	84,2	84,3	84,4	84,5	84,6	84,7
1,6	81,0	81,1	81,2	81,4	81,5	81,6	81,7	81,9	82,1	82,2	82,3	82,4	82,5	82,6	82,7
1,8	78,8	78,9	79,1	79,2	79,4	79,5	79,6	79,8	80,0	80,1	80,2	80,3	80,4	80,6	80,7
2°	76,6	76,7	76,9	77,0	77,2	77,3	77,4	77,6	77,8	78,0	78,1	78,2	78,3	78,5	78,7
2,2	74,6	74,7	74,9	75,1	75,2	75,4	75,6	75,7	75,8	76,0	76,2	76,4	76,5	76,6	76,8
2,4	72,6	72,8	73,0	73,1	73,2	73,4	73,6	73,8	73,9	74,1	74,3	74,5	74,7	74,8	75,0
2,6	70,6	70,8	71,0	71,1	71,3	71,5	71,7	71,9	72,1	72,3	72,5	72,7	72,9	73,0	73,2
2,8	68,6	68,8	69,0	69,1	69,3	69,5	69,7	69,9	70,2	70,4	70,6	70,8	71,0	71,2	71,4
3°	66,6	66,8	67,0	67,2	67,4	67,6	67,8	68,0	68,3	68,5	68,7	68,9	69,1	69,4	69,6
3,2	64,8	65,0	65,2	65,5	65,7	65,9	66,1	66,3	66,6	66,8	67,0	67,2	67,4	67,7	67,9
3,4	63,0	63,2	63,5	63,7	64,0	64,2	64,4	64,6	64,9	65,1	65,3	65,5	65,8	66,0	66,3
3,6	61,2	61,4	61,7	61,9	62,2	62,4	62,6	62,9	63,1	63,4	63,6	63,8	64,1	64,3	64,6
3,8	59,4	59,7	59,9	60,2	60,4	60,7	60,9	61,2	61,4	61,7	61,9	62,2	62,4	62,7	62,9
4°	57,6	57,9	58,2	58,4	58,7	59,0	59,2	59,5	59,7	60,0	60,2	60,5	60,7	61,0	61,2
4,2	55,9	56,2	56,5	56,8	57,1	57,4	57,7	57,9	58,2	58,4	58,7	59,0	59,2	59,5	59,7
4,4	54,3	54,6	54,9	55,3	55,6	55,9	56,2	56,5	56,7	57,0	57,3	57,5	57,8	58,0	58,3
4,6	52,6	52,9	53,3	53,6	54,0	54,3	54,6	54,9	55,2	55,5	55,8	56,0	56,2	56,5	56,7
4,8	50,0	50,6	51,1	51,7	52,2	52,8	53,1	53,4	53,8	54,1	54,4	54,6	54,8	55.0	55 2
5°	49,3	49,7	50,1	50,4	50,8	51,2	51,5	51,9	52,2	52,6	52,9	53,1	53,3	53,5	53,7
5,2	47,9	48,3	48,7	49,0	49,4	49,8	50,1	50,5	50,8	51,2	51,5	51,7	51,9	52,2	52,4
5,4	46,5	46,8	47,2	47,6	47,9	48,3	48,6	48,9	49,3	49,6	50,0	50,3	50,5	50,8	51,0
5,6	45,1	45,5	45,8	46,2	46,5	46,9	47,2	47,6	47,9	48,3	48,6	48,9	49,1	49,4	49,6
5,8	43,7	44,0	44,4	44,7	45,1	45,4	45,7	46,1	46,4	46,8	47,1	47,4	47,7	48,0	48,3
6°	42,3	42,6	43,0	43,3	43,7	44,0	44,3	44,7	45,0	45,4	45,7	46,0	46,3	46,7	47,0
6,2	41,0	41,3	41,7	42,0	42,4	42,7	43,1	43,4	43,8	44,1	44,5	44,8	45,1	45,5	45,8
6,4	39,7	40,1	40,4	40,8	41,1	41,5	41,8	42,2	42,5	42,9	43,2	43,5	43,9	44,2	44,6
6,6	38,4	38,8	39,1	39,5	39,8	40,2	40,3	40,5	40,7	40,9	41,0	41,5	42,0	42,6	43,1
6,8	37,1	37,3	37,5	37,6	37,9	38,0	38,5	39,1	39,6	40,2	40,7	41,0	41,4	41,7	42,1
7°	35,8	36,2	36,6	36,9	37,3	37,7	38,1	38,4	38,8	39,1	39,5	39,8	40,2	40,5	40,9
7,2	34,6	35,0	35,4	35,7	36,1	36,5	36,9	37,3	37,6	38,0	38,4	38,7	39,1	39,4	39,8
7,4	33,4	33,8	34,2	34,6	35,0	35,4	35,8	36,2	36,5	36,9	37,3	37,6	38,0	38,3	38,7
7,6	32,3	32,7	33,1	33,4	33,8	34,2	34,6	35,0	35,3	35,7	36,1	36,5	36,9	37,2	37,6
7,8	31,1	31,5	31,9	32,3	32,7	33,1	33,5	33,9	34,2	34,6	35,0	35,4	35,8	36,1	36,5
8°	29,9	30,3	30,7	31,1	31,5	31,9	32,3	32,7	33,1	33,5	33,9	34,3	34,7	35,0	35,4
8,2	28,9	29,3	29,7	30,1	30,5	30,9	31,3	31,7	32,1	32,5	32,9	33,3	33,7	34,0	34,4
8,4	27,8	28,2	28,6	29,1	29,5	29,9	30,3	30,7	31,1	31,5	31,9	32,3	32,7	33,0	33,4
8,6	26,8	27,2	27,6	28,1	28,5	28,9	29,3	29,7	30,1	30,5	30,9	31,3	31,7	32,0	32,4
8,8	25,7	26,1	26,6	27,0	27,5	27,9	28,3	28,7	29,1	29,5	29,9	30,3	30,7	31,0	31,4
9°	24,7	25,1	25,5	25,9	26,4	26,8	27,2	27,6	28,0	28,4	28,8	29,2	29,6	30,0	30,4
9,2	23,8	24,2	24,6	25,1	25,5	25,9	26,3	26,7	27,1	27,5	27,9	28,3	28,7	29,1	29,5
9,4	22,8	23,2	23,7	24,1	24,6	25,0	25,4	25,8	26,2	26,6	27,0	27,4	27,8	28,2	28,6
9,6	21,9	22,4	22,8	23,3	23,7	24,2	24,6	25,0	25,4	25,8	26,2	26,6	26,9	27,3	27,6
9,8	20,9	21,4	21,9	22,3	22,8	23,3	23,7	24,1	24,5	24,9	25,3	25,6	26,0	26,3	26,7
10°	20,0	20,5	21,0	21,4	21,9	22,4	22,8	23,2	23,6	24,0	24,4	24,7	25,1	25,4	25,8

BUCAREST CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

T_s-T_h \ T_h	**11°**	11,2	11,4	11,6	11,8	**12°**	12,2	12,4	12,6	12,8	**13°**	13,2	13,4	13,6	13,8
0°	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
0,2	97,8	97,8	97,8	97,8	97,9	97,9	97,9	97,9	98,0	98,0	98,0	98,0	98,0	98,0	98,0
0,4	95,5	95,6	95,6	95,6	95,7	95,7	95,7	95,8	95,8	95,9	95,9	95,9	95,9	95,9	96,0
0,6	93,3	93,4	93,4	93,5	93,5	93,6	93,6	93,7	93,7	93,8	93,8	93,8	93,9	93,9	94,0
0,8	91,0	91,1	91,2	91,3	91,3	91,5	91,5	91,6	91,6	91,7	91,8	91,8	91,9	91,9	92,0
1°	88,8	88,9	89,0	89,1	89,2	89,3	89,4	89,5	89,5	89,6	89,7	89,8	89,8	89,9	89,9
1,2	86,8	86,9	87,0	87,1	87,2	87,3	87,4	87,5	87,6	87,7	87,8	87,9	87,9	88,0	88,1
1,4	84,8	84,9	85,0	85,2	85,3	85,4	85,5	85,6	85,7	85,8	85,9	86,0	86,1	86,1	86,2
1,6	82,8	82,9	83,0	83,1	83,3	83,4	83,5	83,6	83,7	83,8	83,9	84,0	84,1	84,2	84,3
1,8	80,8	80,9	81,0	81,1	81,2	81,2	81,3	81,5	81,6	81,8	82,0	82,1	82,3	82,4	82,5
2°	78,8	78,9	79,1	79,3	79,4	79,5	79,6	79,8	79,9	80,0	80,1	80,2	80,3	80,4	80,6
2,2	77,0	77,1	77,3	77,4	77,6	77,7	77,9	78,0	78,2	78,3	78,4	78,5	78,6	78,8	78,9
2,4	75,2	75,3	75,4	75,6	75,8	75,9	76,0	76,2	76,4	76,6	76,7	76,8	76,9	77,0	77,2
2,6	73,4	73,6	73,8	74,0	74,1	74,2	74,4	74,6	74,8	74,9	75,0	75,1	75,2	75,4	75,6
2,8	71,6	71,8	72,0	72,1	72,2	72,4	72,6	72,8	73,0	73,1	73,2	73,3	73,5	73,7	73,9
3°	69,8	69,9	70,0	70,2	70,4	70,6	70,8	71,0	71,2	71,4	71,5	71,7	71,9	72,0	72,2
3,2	68,1	68,3	68,5	68,7	68,8	69,0	69,2	69,4	69,6	69,8	70,0	70,2	70,4	70,5	70,7
3,4	66,5	66,7	66,9	67,0	67,2	67,4	67,6	67,8	68,0	68,2	68,4	68,6	68,8	70,0	70,2
3,6	64,8	65,0	65,2	65,4	65,6	65,8	66,0	66,2	66,4	66,6	66,8	67,0	67,2	67,3	67,5
3,8	63,2	63,4	63,6	63,8	64,0	64,2	64,4	64,6	64,8	65,0	65,3	65,5	65,7	65,9	66,0
4°	61,5	61,7	61,9	62,2	62,4	62,6	62,8	63,0	63,3	63,5	63,7	63,9	64,1	64,3	64,5
4,2	60,1	60,3	60,5	60,7	60,9	61,1	61,3	61,5	61,8	62,1	62,3	62,5	62,7	62,9	63,1
4,4	58,5	58,7	59,0	59,2	59,5	59,7	59,9	60,2	60,5	60,7	60,9	61,1	61,3	61,5	61,7
4,6	57,0	57,2	57,4	57,7	58,0	58,2	58,4	58,7	58,9	59,2	59,4	59,6	59,9	60,2	60,4
4,8	55,4	55,7	56,0	56,3	56,6	56,8	57,1	57,3	57,5	57,7	58,0	58,2	58,5	58,7	58,9
5°	53,9	54,2	54,5	54,7	55,0	55,3	55,6	55,8	56,1	56,3	56,6	56,8	57,1	57,3	57,6
5,2	52,6	52,9	53,2	53,4	53,7	54,1	54,3	54,6	54,8	55,1	55,4	55,6	55,8	56,1	56,3
5,4	51,3	51,6	51,9	52,1	52,4	52,7	53,0	53,3	53,5	53,8	54,1	54,3	54,6	54,8	55,1
5,6	50,0	50,3	50,5	50,8	51,0	51,3	51,6	51,9	52,3	52,6	52,9	53,1	53,3	53,6	53,8
5,8	48,6	48,9	49,2	49,4	49,7	50,0	50,3	50,6	51,0	51,3	51,6	51,8	52,1	52,3	52,6
6°	47,3	47,6	47,9	48,1	48,4	48,7	49,0	49,4	49,7	50,1	50,4	50,6	50,8	51,1	51,3
6,2	46,1	46,4	46,7	46,9	47,2	47,5	47,8	48,2	48,5	48,8	49,2	49,4	49,6	49,9	50,1
6,4	45,0	45,3	45,6	45,9	46,1	46,3	46,6	47,0	47,3	47,7	48,0	48,2	48,4	48,7	48,9
6,6	43,6	43,9	44,2	44,6	44,9	45,2	45,5	45,8	46,1	46,4	46,7	47,0	47,2	47,5	47,7
6,8	42,4	42,7	43,0	43,4	43,7	44,0	44,3	44,6	44,9	45,2	45,5	45,8	46,0	46,3	46,5
7°	41,2	41,5	41,8	42,2	42,5	42,8	43,1	43,4	43,7	44,0	44,3	44,6	44,8	45,1	45,3
7,2	40,1	40,4	40,7	41,1	41,4	41,7	42,0	42,3	42,6	42,9	43,2	43,5	43,8	44,0	44,3
7,4	39,0	39,3	39,7	40,0	40,4	40,7	41,0	41,3	41,5	41,8	42,1	42,4	42,7	43,0	43,3
7,6	38,0	38,3	38,6	39,0	39,3	39,6	39,9	40,2	40,5	40,8	41,1	41,4	41,7	41,9	42,2
7,8	36,9	37,2	37,6	37,9	38,3	38,6	38,9	39,2	39,4	39,7	40,0	40,3	40,6	40,9	41,2
8°	35,8	36,1	36,5	36,8	37,2	37,5	37,8	38,1	38,3	38,6	38,9	39,2	39,5	39,9	40,2
8,2	34,8	35,1	35,5	35,8	36,2	36,5	36,8	37,1	37,4	37,7	38,0	38,3	38,5	39,0	39,3
8,4	33,8	34,1	34,5	34,8	35,2	35,5	35,8	36,1	36,4	36,7	37,0	37,3	37,6	38 0	38,3
8,6	32,8	33,1	33,5	33,8	34,2	34,5	34,8	35,1	35,5	35,8	36,1	36,4	36,7	37,1	37,4
8,8	31,8	32,1	32,5	32,8	33,2	33,5	33,8	34,1	34,5	34,8	35,1	35,4	35,7	36,1	36,4
9°	30,8	31,1	31,5	31,8	32,2	32,5	32,8	33,2	33,5	33,9	34,2	34,5	34,8	35,2	35,5
9,2	29,9	30,2	30,6	30,9	31,3	31,6	31,9	32,3	32,6	33,0	33,3	33,6	33,9	34,3	34,6
9,4	28,9	29,3	29,6	30,0	30,3	30,7	31,0	31,4	31,7	32,1	32,4	32,7	33,0	33,4	33,7
9,6	28,0	28,4	28,7	29,1	29,4	29,8	30,2	30,5	30,9	31,2	31,6	31,9	32,2	32,6	32,9
9,8	27,0	27,4	27,8	28,1	28,5	28,9	29,3	29,6	30,0	30,3	30,7	31,0	31,3	31,7	32,0
10°	26,1	26,5	26,9	27,2	27,6	28,0	28,4	28,7	29,1	29,4	29,8	30,1	30,4	30,8	31,1

POLYTECHNIC UNIVERSITY LIBRARY

T_s-T_h \ T_h	**14°**	14,2	14,4	14,6	14,8	**15°**	15,2	15,4	15,6	15,8	**16°**	16,2	16,4	16,6	16,8
0°	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
0,2	98,0	98,0	98,0	98,0	98,0	98,0	98,0	98,0	98,1	98,1	98,1	98,1	98,1	98,1	98,1
0,4	96,0	96,0	96,0	96,1	96,1	96,1	96,1	96,1	96,2	96,2	96,2	96,2	96,2	96,3	96,3
0,6	94,0	94,0	94,0	94,1	94,1	94,1	94,1	94,2	94,2	94,3	94,3	94,3	94,3	94,4	94,4
0,8	92,0	92,0	92,1	92,1	92,2	92,2	92,2	92,3	92,3	92,4	92,4	92,4	92,5	92,5	92,6
1°	90,0	90,0	90,1	90,1	90,2	90,2	90,2	90,3	90,4	90,5	90,5	90,5	90,6	90,6	90,7
1,2	88,1	88,2	88,3	88,3	88,4	88,4	88,4	88,5	88,5	88,6	88,7	88,7	88,8	88,8	88,9
1,4	86,3	86,3	86,4	86,4	86,5	86,6	86,7	86,8	86,8	86,9	87,0	87,0	87,1	87,1	87,2
1,6	84,4	84,4	84,5	84,6	84,7	84,8	84,9	85,0	85,0	85,1	85,2	85,2	85,2	85,3	85,4
1,8	82,6	82,7	82,8	82,8	82,9	83,0	83,1	83,2	83,3	83,4	83,5	83,5	83,6	83,6	83,7
2°	80,7	80,8	80,9	81,0	81,1	81,2	81,3	81,4	81,5	81,6	81,7	81,8	81,9	82,0	82,1
2,2	79,0	79,1	79,2	79,4	79,5	79,6	79,7	79,8	79,9	80,0	80,1	80,2	80,3	80,4	80,5
2,4	77,3	77,4	77,5	77,7	77,8	77,9	78,0	78,1	78,3	78,4	78,5	78,6	78,7	78,8	78,9
2,6	75,7	75,8	75,9	76,1	76,2	76,3	76,4	76,6	76,7	76,8	76,9	77,0	77,2	77,3	77,4
2,8	74,1	74,1	74,2	74,4	74,5	74,6	74,7	74,9	75,0	75,2	75,3	75,4	75,5	75,6	75,8
3°	72,3	72,4	72,5	72,7	72,9	73,0	73,1	73,2	73,4	73,6	73,7	73,8	73,9	74,0	74,2
3,2	70,8	70,9	71,1	71,3	71,4	71,5	71,6	71,8	72,0	72,2	72,3	72,4	72,5	72,6	72,8
3,4	69,3	69,4	69,5	69,7	69,9	70,0	70,1	70,3	70,5	70,7	70,8	70,9	71,1	71,2	71,4
3,6	67,7	67,8	68,0	68,2	68,4	68,6	68,8	69,0	69,1	69,3	69,4	69,6	69,8	70,0	70,1
3,8	66,2	66,4	66,6	66,8	66,9	67,1	67,3	67,5	67,7	67,8	67,9	68,0	68,2	68,4	68,6
4°	64,7	64,9	65,1	65,3	65,5	65,6	65,8	66,0	66,2	66,4	66,5	66,7	66,9	67,1	67,3
4,2	63,3	63,5	63,7	63,9	64,1	64,3	64,5	64,7	64,9	65,1	65,2	65,4	65,6	65,8	66,0
4,4	61,9	62,1	62,3	62,5	62,7	62,9	63,1	63,3	63,5	63,7	63,9	64,1	64,3	64,5	64,7
4,6	60,6	60,8	61,0	61,2	61,4	61,6	61,7	61,9	62,1	62,3	62,5	62,7	62,9	63,0	63,2
4,8	59,2	59,4	59,6	59,8	60,0	60,2	60,4	60,6	60,8	61,0	61,2	61,4	61,6	61,8	62,0
5°	57,8	58,0	58,2	58,4	58,7	58,9	59,1	59,3	59,5	59,7	59,9	60,1	60,3	60,4	60,6
5,2	56,5	56,7	57,0	57,2	57,5	57,7	57,9	58,1	58,2	58,4	58,7	58,9	59,1	59,3	59,5
5,4	55,3	55,5	55,7	56,0	56,2	56,4	56,6	56,8	57,1	57,3	57,5	57,7	57,9	58,0	58,2
5,6	54,0	54,2	54,4	54,7	54,9	55,1	55,3	55,5	55,8	56,0	56,2	56,4	56,6	56,9	57,1
5,8	52,8	53,0	53,3	53,5	53,7	53,9	54,2	54,4	54,6	54,8	55,0	55,2	55,4	55,7	55,9
6°	51,5	51,7	51,9	52,2	52,4	52,6	52,8	53,1	53,3	53,5	53,8	54,0	54,2	54,5	54,9
6,2	50,3	50,5	50,8	51,1	51,3	51,5	51,7	52,0	52,2	52,5	52,7	52,9	53,2	53,4	53,6
6,4	49,1	49,4	49,7	50,0	50,2	50,4	50,6	50,8	51,1	51,3	51,6	51,8	52,0	52,3	52,5
6,6	48,0	48,2	48,5	48,7	49,0	49,2	49,4	49,7	49,9	50,2	50,4	50,7	50,9	51,2	51,4
6,8	46,8	47,1	47,3	47,6	47,8	48,1	48,3	48,6	48,8	49,1	49,3	49,6	49,8	50,1	50,3
7°	45,6	45,9	46,2	46,4	46,7	47,0	47,2	47,5	47,7	48,0	48,2	48,5	48,7	49,0	49,2
7,2	44,6	44,7	44,8	44,8	44,9	45,1	45,4	45,9	46,3	46,8	47,2	47,5	47,7	48,0	48,2
7,4	43,6	43,7	43,8	43,8	43,9	44,0	44,4	44,9	45,3	45,8	46,2	46,5	46,7	47,0	47,2
7,6	42,5	42,8	43,1	43,3	43,6	43,9	44,1	44,4	44,7	44,9	45,2	45,4	45,7	45,9	46,2
7,8	41,5	41,8	42,1	42,3	42,6	42,9	43,2	43,5	43,7	44,0	44,2	44,4	44,7	44,9	45,2
8°	40,5	40,8	41,1	41,3	41,6	41,9	42,2	42,4	42,7	42,9	43,2	43,4	43,7	43,9	44,2
8,2	39,5	39,9	40,2	40,4	40,7	41,0	41,3	41,5	41,8	42,0	42,3	42,5	42,8	43,0	43,2
8,4	38,6	38,9	39,2	39,4	39,7	40,0	40,3	40,6	40,8	41,1	41,4	41,6	41,8	42,1	42,3
8,6	37,7	38,0	38,3	38,5	38,8	39,1	39,4	39,7	39,9	40,2	40,5	40,8	41,0	41,3	41,5
8,8	36,7	37,0	37,3	37,5	37,8	38,1	38,4	38,7	39,0	39,3	39,6	39,9	40,1	40,4	40,6
9°	35,8	36,1	36,4	36,6	36,9	37,2	37,5	37,8	38,1	38,4	38,7	39,0	39,2	39,5	39,7
9,2	34,9	35,2	35,5	35,8	36,1	36,4	36,7	36,0	37,2	37,5	37,8	38,1	38,4	38,6	38,9
9,4	34,0	34,3	34,6	34,9	35,2	35,5	35,8	36,1	36,4	36,7	37,0	37,3	37,5	37,8	38,0
9,6	33,2	33,5	33,8	34,1	34,4	34,7	35,0	35,3	35,5	35,8	36,1	36,4	36,7	36,9	37,2
9,8	32,3	32,6	32,9	33,2	33,5	33,8	34,1	34,4	34,7	35,0	35,3	35,6	35,8	36,1	36,3
10°	31,4	31,7	32,0	32,4	32,7	33,0	33,3	33,6	33,8	34,1	34,4	34,7	35,0	35,2	35,5

POLYTECHNIC UNIVERSITY LIBRARY

T_s-T_h \ T_h	17°	17,2	17,4	17,6	17,8	18°	18,2	18,4	18,6	18,8	19°	19,2	19,4	19,6	19,8
0°	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
0,2	98,1	98,1	98,1	98,2	98,2	98,2	98,2	98,2	98,2	98,2	98,2	98,2	98,2	98,3	98,3
0,4	96,3	96,3	96,3	96,4	96,4	96,4	96,4	96,4	96,5	96,5	96,5	96,5	96,5	96,5	96,5
0,6	94,4	94,4	94,5	94,5	94,5	94,6	94,6	94,6	94,7	94,7	94,7	94,7	94,7	94,8	94,8
0,8	92,6	92,6	92,6	92,8	92,8	92,8	92,8	92,9	92,9	93,0	93,0	93,0	93,0	93,0	93,0
1°	90,7	90,7	90,8	90,8	90,9	91,0	91,0	91,1	91,1	91,2	91,2	91,2	91,2	91,3	91,3
1,2	89,0	89,0	89,1	89,1	89,2	89,3	89,3	89,4	89,4	89,5	89,6	89,6	89,6	89,7	89,7
1,4	87,3	87,4	87,4	87,5	87,5	87,6	87,7	87,8	87,8	87,9	87,9	87,9	88,0	88,0	88,1
1,6	85,5	85,6	85,7	85,8	85,9	86,0	86,0	86,1	86,1	86,2	86,3	86,3	86,4	86,4	86,5
1,8	83,8	83,9	84,0	84,1	84,2	84,3	84,4	84,5	84,5	84,6	84,6	84,7	84,8	84,9	84,9
2°	82,1	82,2	82,3	82,4	82,5	82,6	82,7	82,8	82,9	82,9	83,0	83,1	83,2	83,3	83,4
2,2	80,6	80,7	80,8	80,9	81,0	81,1	81,2	81,3	81,4	81,4	81,5	81,6	81,7	81,8	81,9
2,4	79,0	79,1	79,2	79,3	79,4	79,6	79,7	79,8	79,9	79,9	80,0	80,1	80,2	80,3	80,4
2,6	77,5	77,6	77,7	77,8	77,9	78,0	78,1	78,2	78,3	78,4	78,5	78,6	78,7	78,8	78,9
2,8	75,9	76,0	76,1	76,2	76,4	76,5	76,6	76,7	76,8	76,9	77,0	77,1	77,2	77,4	77,5
3°	74,4	74,5	74,6	74,8	74,9	75,0	75,1	75,2	75,3	75,4	75,5	75,6	75,8	75,9	76,0
3,2	73,0	73,1	73,2	73,3	73,5	73,6	73,7	73,8	73,9	74,0	74,1	74,2	74,4	74,5	74,7
3,4	71,6	71,7	71,8	72,0	72,1	72,2	72,3	72,4	72,6	72,7	72,8	72,9	73,0	73,2	73,3
3,6	70,2	70,3	70,4	70,6	70,7	70,8	70,9	71,0	71,1	71,3	71,4	71,5	71,7	71,9	72,0
3,8	68,8	68,9	69,0	69,2	69,3	69,4	69,5	69,6	69,8	70,0	70,1	70,2	70,3	70,5	70,7
4°	67,4	67,5	67,6	67,8	67,9	68,0	68,1	68,2	68,4	68,6	68,7	68,8	69,0	69,2	69,4
4,2	66,1	66,2	66,3	66,5	66,6	66,7	66,9	67,1	67,3	67,4	67,5	67,6	67,8	68,0	68,1
4,4	64,8	64,9	65,1	65,3	65,4	65,5	65,6	65,8	66,0	66,1	66,2	66,3	66,5	66,7	66,9
4,6	63,4	63,5	63,7	63,9	64,1	64,2	64,3	64,5	64,7	64,9	65,0	65,1	65,3	65,5	65,6
4,8	62,1	62,2	62,4	62,6	62,8	63,0	63,2	63,3	63,5	63,6	63,7	63,8	64,0	64,2	64,4
5°	60,8	60,9	61,1	61,3	61,5	61,7	61,9	62,1	62,3	62,4	62,5	62,6	62,8	63,0	63,1
5,2	59,6	59,7	59,9	60,1	60,3	60,5	60,7	60,9	61,1	61,3	61,4	61,5	61,7	61,9	62,0
5,4	58,4	58,6	58,8	59,0	59,2	59,4	59,6	59,8	60,0	60,2	60,3	60,4	60,6	60,8	60,9
5,6	57,3	57,5	57,7	57,9	58,1	58,2	58,4	58,6	58,8	59,0	59,1	59,2	59,4	59,6	59,8
5,8	56,1	56,3	56,5	56,7	56,9	57,1	57,3	57,5	57,7	57,9	58,0	58,1	58,3	58,5	58,7
6°	54,9	55,1	55,3	55,5	55,7	55,9	56,1	56,3	56,5	56,7	56,9	57,0	57,2	57,4	57,6
6,2	53,8	54,0	54,2	54,4	54,6	54,8	55,0	55,2	55,4	55,6	55,8	56,0	56,2	56,4	56,6
6,4	52,7	52,9	53,1	53,3	53,5	53,7	53,9	54,1	54,4	54,6	54,8	55,0	55,2	55,4	55,6
6,6	51,7	51,9	52,1	52,3	52,5	52,7	52,9	53,1	53,3	53,5	53,7	53,9	54,1	54,3	54,5
6,8	50,6	50,8	51,0	51,2	51,4	51,6	51,8	52,0	52,3	52,5	52,7	52,9	53,1	53,3	53,4
7°	49,5	49,7	49,9	50,1	50,3	50,5	50,7	50,9	51,2	51,4	51,6	51,8	52,0	52,2	52,4
7,2	48,5	48,7	48,9	49,1	49,3	49,5	49,7	49,9	50,1	50,3	50,6	50,8	51,0	51,2	51,4
7,4	47,5	47,7	47,9	48,1	48,4	48,6	48,8	49,0	49,3	49,5	49,7	49,9	50,1	50,3	50,5
7,6	46,4	46,6	46,9	47,2	47,4	47,6	47,8	48,1	48,3	48,5	48,7	48,9	49,1	49,3	49,5
7,8	45,4	45,6	45,9	46,2	46,5	46,7	46,9	47,2	47,4	47,6	47,8	48,0	48,2	48,4	48,6
8°	44,4	44,6	44,9	45,2	45,5	45,7	45,9	46,1	46,4	46,6	46,8	47,0	47,2	47,4	47,6
8,2	43,5	43,7	44,0	44,3	44,6	44,8	45,0	45,2	45,5	45,9	45,9	46,1	46,3	46,5	46,7
8,4	42,6	42,8	43,1	43,4	43,7	43,9	44,1	44,3	44,6	44,8	45,0	45,2	45,4	45,7	45,9
8,6	41,8	42,0	42,2	42,5	42,8	43,0	43,2	43,5	43,7	44,0	44,2	44,4	44,6	44,8	46,0
8,8	40,9	41,1	41,4	41,6	41,9	42,1	42,3	42,6	42,9	43,1	43,3	43,5	43,8	44,0	44,2
9°	40,0	40,2	40,5	40,8	41,0	41,2	41,4	41,6	41,9	42,2	42,4	42,6	42,8	43,1	43,3
9,2	39,2	39,4	39,7	40,0	40,2	40,4	40,6	40,9	41,2	41,4	41,6	41,8	42,0	42,3	42,5
9,4	38,3	38,5	38,8	39,1	39,3	39,6	39,8	40,1	40,3	40,6	40,8	41,0	41,2	41,5	41,7
9,6	37,5	37,7	38,0	38,2	38,5	38,7	38,9	39,2	39,5	39,8	40,0	40,2	40,4	40,7	40,9
9,8	36,6	36,8	37,1	37,4	37,7	37,9	38,1	38,4	38,7	39,0	39,2	39,4	39,7	39,9	40,1
10°	35,8	36,0	36,3	36,6	36,9	37,1	37,3	37,6	37,9	38,2	38,4	38,6	38,8	39,1	39,3

PUNJAB CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

T_s-T_h \ T_h	20°	20,2	20,4	20,6	20,8	21°	21,2	21,4	21,6	21,8	22°	22,2	22,4	22,6	22,8
0°	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,
0,2	98,3	98,3	98,3	98,3	98,3	98,3	98,3	98,3	98,4	98,4	98,4	98,4	98,4	98,4	98,4
0,4	96,5	96,5	96,5	96,6	96,6	96,6	96,6	96,6	96,7	96,7	96,7	96,7	96,8	96,8	96,8
0,6	94,8	94,8	94,8	94,9	94,9	94,9	94,9	95,0	95,0	95,1	95,1	95,1	95,2	95,2	95,2
0,8	93,0	93,1	93,1	93,1	93,2	93,2	93,2	93,3	93,3	93,4	93,4	93,5	93,5	93,6	93,6
1°	91,3	91,3	91,4	91,4	91,5	91,5	91,6	91,7	91,7	91,8	91,8	91,9	91,9	92,0	92,0
1,2	89,7	89,7	89,8	89,8	89,9	89,9	90,0	90,1	90,2	90,2	90,3	90,4	90,4	90,5	90,5
1,4	88,1	88,1	88,2	88,2	88,3	88,4	88,4	88,5	88,5	88,6	88,7	88,8	88,8	88,9	88,9
1,6	86,6	86,6	86,7	86,7	86,8	86,9	86,9	87,0	87,0	87,1	87,2	87,3	87,3	87,4	87,4
1,8	85,0	85,0	85,1	85,2	85,3	85,3	85,3	85,4	85,4	85,4	85,6	85,7	85,7	85,8	85,8
2°	83,4	83,5	83,6	83,6	83,7	83,8	83,8	83,9	83,9	84,0	84,1	84,1	84,2	84,2	84,3
2,2	81,9	82,0	82,1	82,2	82,3	82,4	82,5	82,6	82,7	82,8	82,8	82,8	82,9	82,9	83,0
2,4	80,5	80,6	80,7	80,8	80,9	81,0	81,1	81,2	81,2	81,3	81,3	81,4	81,5	81,6	81,6
2,6	79,0	79,1	79,2	79,3	79,4	79,5	79,6	79,7	79,8	79,9	80,0	80,1	80,2	80,2	80,3
2,8	77,6	77,7	77,8	77,9	78,0	78,1	78,2	78,3	78,4	78,5	78,6	78,7	78,8	78,9	79,0
3°	76,1	76,2	76,3	76,5	76,6	76,7	76,8	76,9	77,0	77,1	77,2	77,3	77,4	77,5	77,6
3,2	74,8	74,9	75,0	75,2	75,3	75,4	75,5	75,6	75,7	75,8	75,9	76,0	76,1	76,2	76,3
3,4	73,5	73,6	73,8	73,9	74,0	74,1	74,2	74,3	74,4	74,5	74,6	74,7	74,8	75,0	75,1
3,6	72,1	72,2	72,3	72,5	72,6	72,7	72,8	72,9	73,1	73,2	73,3	73,4	73,5	73,7	73,8
3,8	70,8	70,9	71,1	71,2	71,3	71,4	71,5	71,6	71,8	71,9	72,0	72,1	72,3	72,5	72,6
4°	69,5	69,6	69,8	69,9	70,0	70,1	70,2	70,3	70,5	70,6	70,7	70,8	71,0	71,2	71,3
4,2	68,2	68,3	68,5	68,6	68,8	68,9	69,0	69,2	69,3	69,4	69,5	69,6	69,8	70,0	70,1
4,4	67,0	67,1	67,3	67,5	67,6	67,7	67,8	68,0	68,1	68,2	68,3	68,4	68,6	68,8	69,0
4,6	65,7	65,8	66,0	66,2	66,3	66,4	66,5	66,7	66,9	67,1	67,2	67,3	67,5	67,6	67,8
4,8	64,5	64,6	64,8	65,0	65,1	65,2	65,3	65,5	65,7	65,9	66,0	66,1	66,3	66,5	66,7
5°	63,2	63,3	63,5	63,7	63,9	64,0	64,1	64,3	64,5	64,7	64,8	64,9	65,1	65,3	65,5
5,2	62,1	62,3	62,5	62,7	62,8	62,9	63,0	63,2	63,5	63,6	63,7	63,9	64,1	64,3	64,4
5,4	61,0	61,2	61,3	61,5	61,7	61,8	62,0	62,2	62,4	62,5	62,6	62,8	63,0	63,2	63,3
5,6	60,0	60,2	60,4	60,5	60,6	60,8	60,9	61,1	61,3	61,5	61,6	61,7	61,9	62,1	62,3
5,8	58,9	59,0	59,2	59,4	59,6	59,7	59,9	60,1	60,2	60,4	60,5	60,6	60,8	61,0	61,2
6°	57,8	58,0	58,2	58,4	58,5	58,6	58,7	58,9	59,1	59,3	59,4	59,6	59,8	59,9	60,1
6,2	56,8	57,0	57,2	57,3	57,5	57,6	57,8	58,0	58,1	58,3	58,4	58,6	58,8	58,9	59,1
6,4	55,7	55,9	56,0	56,2	56,4	56,6	56,8	56,9	57,1	57,3	57,4	57,6	57,8	57,9	58,1
6,6	54,7	54,9	55,0	55,2	55,3	55,5	55,7	55,9	56,1	56,3	56,5	56,6	56,8	57,0	57,2
6,8	53,6	53,8	54,0	54,1	54,3	54,5	54,7	54,9	55,1	55,3	55,5	55,7	55,9	56,0	56,2
7°	52,6	52,8	53,0	53,2	53,4	53,5	53,7	53,9	54,1	54,3	54,5	54,7	54,9	55,1	55,3
7,2	51,6	51,8	52,0	52,2	52,4	52,6	52,8	53,0	53,2	53,4	53,6	53,8	54,0	54,1	54,3
7,4	50,7	50,9	51,1	51,3	51,5	51,7	51,9	52,1	52,2	52,5	52,7	52,9	53,0	53,2	53,4
7,6	49,7	49,9	50,1	50,3	50,5	50,7	50,9	51,1	51,3	51,5	51,7	51,9	52,0	52,2	52,4
7,8	48,8	49,0	49,2	49,4	49,6	49,8	50,0	50,2	50,4	50,6	50,8	51,0	51,1	51,3	51,5
8°	47,8	48,0	48,3	48,5	48,7	48,9	49,1	49,3	49,5	49,7	49,9	50,1	50,3	50,4	50,6
8,2	46,9	47,1	47,3	47,6	47,8	48,0	48,2	48,4	48,6	48,8	49,0	49,2	49,4	49,6	49,8
8,4	46,1	46,3	46,5	46,8	47,0	47,2	47,4	47,6	47,8	48,0	48,2	48,4	48,6	48,7	48,9
8,6	45,2	45,4	45,6	45,9	46,1	46,3	46,5	46,7	46,9	47,1	47,3	47,5	47,7	47,9	48,1
8,8	44,4	44,6	44,8	45,1	45,3	45,5	45,7	45,9	46,1	46,3	46,5	46,7	46,9	47,0	47,2
9°	43,5	43,7	44,0	44,2	44,4	44,6	44,8	45,0	45,2	45,4	45,6	45,8	46,0	46,2	46,4
9,2	42,7	42,9	43,2	43,4	43,6	43,8	44,0	44,2	44,4	44,6	44,8	45,0	45,2	45,4	45,6
9,4	41,9	42,1	42,3	42,6	42,8	43,0	43,2	43,4	43,6	43,8	44,0	44,2	44,4	44,6	44,8
9,6	41,1	41,3	41,5	41,8	42,0	42,2	42,4	42,6	42,8	43,1	43,3	43,5	43,7	43,9	44,1
9,8	40,3	40,5	40,8	41,0	41,2	41,4	41,6	41,8	42,1	42,3	42,5	42,7	42,9	43,1	43,3
10°	39,5	39,7	39,9	40,2	40,4	40,6	40,8	41,1	41,3	41,5	41,7	41,9	42,1	42,3	42,5

BU JUSTICE TAL UNIVERSITY LIBRARY

T_s-T_h \ T_h	23°	23,2	23,4	23,6	23,8	24°	24,2	24,4	24,6	24,8	25°	25,2	25,4	25,6	25,8
0°	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
0,2	98,4	98,4	98,4	98,4	98,4	98,4	98,4	98,4	98,5	98,5	98,5	98,5	98,5	98,5	98,5
0,4	96,8	96,8	96,8	96,9	96,9	96,9	96,9	96,9	96,9	96,9	96,9	96,9	96,9	97,0	97,0
0,6	95,2	95,2	95,2	95,3	95,3	95,3	95,3	95,3	95,4	95,4	95,4	95,4	95,4	95,4	95,4
0,8	93,6	93,6	93,7	93,7	93,8	93,8	93,8	93,8	93,8	93,8	93,8	93,8	93,8	93,9	93,9
1°	92,0	92,0	92,1	92,1	92,2	92,2	92,2	92,2	92,3	92,3	92,3	92,3	92,3	92,4	92,4
1,2	90,5	90,5	90,6	90,6	90,7	90,7	90,7	90,8	90,8	90,9	90,9	90,9	90,9	91,0	91,0
1,4	88,9	89,0	89,0	89,1	89,1	89,2	89,2	89,3	89,3	89,4	89,4	89,4	89,5	89,5	89,6
1,6	87,4	87,5	87,5	87,6	87,6	87,7	87,8	87,8	87,9	87,9	88,0	88,0	88,1	88,1	88,2
1,8	85,8	85,9	86,0	86,0	86,1	86,2	86,3	86,3	86,4	86,4	86,5	86,6	86,6	86,7	86,7
2°	84,3	84,4	84,5	84,5	84,6	84,7	84,8	84,9	84,9	85,1	85,1	85,2	85,2	85,3	85,3
2,2	83,0	83,1	83,2	83,2	83,3	83,4	83,5	83,6	83,6	83,7	83,8	83,9	83,9	84,0	84,0
2,4	81,7	81,8	81,9	81,9	82,0	82,1	82,2	82,3	82,3	82,4	82,5	82,6	82,6	82,7	82,7
2,6	80,3	80,4	80,5	80,6	80,7	80,8	80,9	81,0	81,0	81,1	81,2	81,3	81,4	81,4	81,5
2,8	79,0	79,1	79,2	79,3	79,4	79,5	79,6	79,7	79,7	79,8	79,9	80,0	80,1	80,1	80,2
3°	77,7	77,8	77,9	78,0	78,1	78,2	78,3	78,4	78,4	78,5	78,6	78,7	78,8	78,8	78,9
3,2	76,4	76,5	76,6	76,8	76,9	77,0	77,1	77,2	77,2	77,3	77,4	77,5	77,6	77,6	77,7
3,4	75,2	75,3	75,4	75,5	75,6	75,7	75,8	75,9	75,9	76,0	76,1	76,2	76,3	76,4	76,5
3,6	73,9	74,0	74,1	74,2	74,3	74,4	74,5	74,6	74,7	74,8	74,9	75,0	75,1	75,1	75,2
3,8	72,7	72,8	72,9	73,0	73,1	73,2	73,3	73,4	73,4	73,5	73,6	73,7	73,8	73,9	74,0
4°	71,4	71,5	71,6	71,7	71,8	71,9	72,0	72,1	72,2	72,3	72,4	72,5	72,6	72,7	72,8
4,2	70,2	70,3	70,4	70,6	70,7	70,8	70,9	71,0	71,1	71,2	71,3	71,4	71,5	71,6	71,7
4,4	69,1	69,2	69,3	69,4	69,5	69,6	69,7	69,8	70,0	70,1	70,2	70,3	70,4	70,5	70,6
4,6	67,9	68,0	68,1	68,3	68,4	68,5	68,6	68,7	68,8	68,9	69,0	69,1	69,2	69,4	69,5
4,8	66,8	66,9	67,0	67,1	67,2	67,3	67,4	67,5	67,7	67,8	67,9	68,0	68,1	68,3	68,4
5°	65,6	65,7	65,8	66,0	66,1	66,2	66,3	66,4	66,6	66,7	66,8	66,9	67,0	67,2	67,3
5,2	64,5	64,6	64,8	64,9	65,1	65,2	65,3	65,4	65,6	65,7	65,8	65,9	66,0	66,2	66,3
5,4	63,4	63,5	63,7	63,8	64,0	64,1	64,2	64,4	64,5	64,7	64,8	64,9	65,0	65,2	65,3
5,6	62,4	62,5	62,7	62,8	63,0	63,1	63,2	63,3	64,5	64,6	63,7	63,8	64,0	64,1	64,3
5,8	61,3	61,4	61,6	61,7	61,9	62,0	62,1	62,2	62,4	62,6	62,7	62,8	62,9	63,1	63,3
6°	60,2	60,4	60,5	60,7	60,8	61,0	61,1	61,3	61,4	61,6	61,7	61,8	62,0	62,1	62,3
6,2	59,2	59,4	59,5	59,7	59,8	60,0	60,1	60,3	60,4	60,6	60,7	60,8	61,0	61,1	61,3
6,4	58,3	58,5	58,6	58,8	58,9	59,1	59,2	59,4	59,5	59,7	59,8	59,9	60,1	60,2	60,4
6,6	57,3	57,5	57,6	57,8	57,9	58,1	58,2	58,4	58,5	58,7	58,8	59,0	59,1	59,2	59,4
6,8	56,4	56,6	56,7	56,9	57,0	57,2	57,3	57,5	57,6	57,8	57,9	58,0	58,2	58,3	58,5
7°	55,4	55,6	55,7	55,9	56,0	56,2	56,3	56,5	56,6	56,8	56,9	57,0	57,2	57,3	57,5
7,2	54,5	54,7	54,8	55,0	55,1	55,3	55,4	55,6	55,7	55,9	56,0	56,1	56,3	56,4	56,6
7,4	53,6	53,7	53,9	54,1	54,2	54,4	54,5	54,7	54,8	55,0	55,1	55,2	55,4	55,5	55,7
7,6	52,6	52,7	52,9	53,1	53,2	53,4	53,6	53,7	53,9	54,0	54,2	54,4	54,5	54,7	54,8
7,8	51,7	51,9	52,0	52,2	52,3	52,5	52,7	52,8	53,0	53,1	53,3	53,5	53,6	53,8	53,9
8°	50,8	51,0	51,1	51,3	51,4	51,6	51,8	51,9	52,1	52,2	52,4	52,6	52,7	52,9	53,0
8,2	50,0	50,2	50,3	50,5	50,6	50,8	51,0	51,1	51,3	51,4	51,6	51,8	51,9	52,1	52,2
8,4	49,1	49,3	49,5	49,6	49,8	50,0	50,2	50,3	50,5	50,6	50,8	51,0	51,1	51,3	51,4
8,6	48,3	48,5	48,6	48,8	48,9	49,1	49,3	49,5	49,6	49,8	50,0	50,2	50,3	50,5	50,6
8,8	47,4	47,6	47,8	47,9	48,1	48,3	48,5	48,7	48,8	49,0	49,2	49,4	49,5	49,7	49,8
9°	46,6	46,8	47,0	47,1	47,3	47,5	47,7	47,9	48,0	48,2	48,4	48,6	48,7	48,9	49,0
9,2	45,8	46,0	46,2	46,3	46,5	46,7	46,9	47,1	47,2	47,4	47,6	47,8	48,0	48,1	48,3
9,4	45,0	45,2	45,4	45,6	45,8	46,0	46,2	46,4	46,5	46,7	46,9	47,1	47,2	47,4	47,5
9,6	44,3	44,5	44,7	44,8	45,0	45,2	45,4	45,6	45,7	45,9	46,1	46,3	46,5	46,7	46,8
9,8	43,5	43,7	43,9	44,1	44,3	44,5	44,7	44,9	45,0	45,2	45,4	45,6	45,7	45,9	46,0
10°	42,7	42,9	43,1	43,3	43,5	43,7	43,9	44,1	44,2	44,4	44,6	44,8	45,0	45,1	45,3

PUC/SETRE UNIVERSITY LIBRARY

T_s-T_h \ T_h	26°	26,2	26,4	26,6	26,8	27°	27,2	27,4	27,6	27,8	28°	28,2	28,4	28,6	28,8
0°	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
0,2	98,5	98,5	98,5	98,5	98,5	98,5	98,5	98,5	98,5	98,5	98,5	98,5	98,5	98,6	98,6
0,4	97,0	97,0	97,0	97,0	97,0	97,0	97,0	97,0	97,1	97,1	97,1	97,1	97,1	97,1	97,1
0,6	95,4	95,4	95,4	95,5	95,5	95,5	95,5	95,5	95,6	95,6	95,6	95,6	95,6	95,7	95,7
0,8	93,9	93,9	93,9	94,0	94,0	94,0	94,0	94,1	94,1	94,2	94,2	94,2	94,2	94,2	94,2
1°	92,4	92,4	92,4	92,5	92,5	92,5	92,5	92,6	92,6	92,7	92,7	92,7	92,7	92,8	92,8
1,2	91,0	91,0	91,0	91,1	91,1	91,1	91,2	91,2	91,3	91,3	91,4	91,4	91,4	91,5	91,5
1,4	89,6	89,6	89,7	89,7	89,8	89,8	89,8	89,9	89,9	90,0	90,0	90,0	90,1	90,1	90,2
1,6	88,2	88,2	88,3	88,3	88,4	88,4	88,5	88,5	88,6	88,6	88,7	88,7	88,7	88,8	88,8
1,8	86,8	86,9	86,9	87,0	87,0	87,1	87,1	87,2	87,2	87,3	87,3	87,3	87,4	87,4	87,5
2°	85,4	85,5	85,5	85,6	85,6	85,7	85,8	85,8	85,9	85,9	86,0	86,0	86,0	86,2	86,2
2,2	84,1	84,2	84,2	84,3	84,3	84,4	84,5	84,6	84,6	84,7	84,8	84,8	84,9	84,9	85,0
2,4	82,8	82,9	83,0	83,0	83,1	83,2	83,3	83,3	83,4	83,4	83,5	83,6	83,6	83,7	83,7
2,6	81,6	81,7	81,7	81,8	81,8	81,9	82,0	82,1	82,1	82,2	82,3	82,3	82,4	82,4	82,5
2,8	80,3	80,4	80,5	80,5	80,6	80,7	80,8	80,8	80,9	80,9	81,0	81,1	81,1	81,2	81,2
3°	79,0	79,1	79,2	79,2	79,3	79,4	79,5	79,6	79,6	79,7	79,8	79,9	79,9	80,0	80,0
3,2	77,8	77,9	78,0	78,0	78,1	78,2	78,3	78,4	78,4	78,5	78,6	78,7	78,7	78,8	78,8
3,4	76,6	76,7	76,8	76,8	76,9	77,0	77,1	77,2	77,2	77,3	77,4	77,5	77,5	77,6	77,6
3,6	75,3	75,4	75,5	75,6	75,7	75,8	75,9	76,0	76,0	76,1	76,2	76,3	76,4	76,4	76,5
3,8	74,1	74,2	74,3	74,4	74,5	74,6	74,7	74,8	74,8	74,9	75,0	75,1	75,2	75,2	75,3
4°	72,9	73,0	73,1	73,2	73,3	73,4	73,5	73,6	73,6	73,7	73,8	73,9	74,0	74,0	74,1
4,2	71,8	71,9	72,0	72,1	72,2	72,3	72,4	72,5	72,5	72,6	72,7	72,8	72,9	73,0	73,1
4,4	70,7	70,8	70,9	71,0	71,1	71,2	71,3	71,4	71,5	71,6	71,7	71,8	71,9	71,9	72,0
4,6	69,6	69,7	69,8	70,0	70,1	70,2	70,3	70,4	70,4	70,5	70,6	70,7	70,8	70,9	71,0
4,8	68,5	68,6	68,7	68,9	69,0	69,1	69,2	69,3	69,4	69,5	69,6	69,7	69,8	69,8	69,9
5°	67,4	67,5	67,6	67,8	67,9	68,0	68,1	68,2	68,3	68,4	68,5	68,6	68,7	68,8	68,9
5,2	66,4	66,5	66,6	66,8	66,9	67,0	67,1	67,2	67,3	67,4	67,5	67,6	67,7	67,8	67,9
5,4	65,4	65,5	65,6	65,8	65,9	66,0	66,1	66,2	66,3	66,4	66,5	66,6	66,7	66,8	66,9
5,6	64,4	64,5	64,6	64,8	64,9	65,0	65,1	65,2	65,4	65,4	65,6	65,7	65,8	65,9	66,0
5,8	63,4	63,5	63,6	63,8	63,9	64,0	64,1	64,2	64,4	64,5	64,6	64,7	64,8	64,9	65,0
6°	62,4	62,5	62,6	62,8	62,9	63,0	63,1	63,2	63,4	63,5	63,6	63,7	63,8	63,9	64,0
6,2	61,4	61,5	61,7	61,8	62,0	62,1	62,2	62,3	62,5	62,6	62,7	62,8	62,9	63 0	63,1
6,4	60,5	60,6	60,7	60,9	61,0	61,1	61,2	61,4	61,5	61,7	61,8	61,9	62,0	62,1	62,2
6,6	59,5	59,6	59,8	60,0	60,1	60,2	60,3	60,4	60,6	60,7	60,8	60,9	61,0	61,2	61,3
6,8	58,6	58,7	58,8	59,0	59,1	59,2	59,3	59,5	59,6	59,8	59,9	60,0	60,1	60,3	60,4
7°	57,6	57,7	57,9	58,0	58,2	58,3	58,4	58,6	58,7	58,9	59,0	59,1	59,2	59,4	59,5
7,2	56,7	56,8	57,0	57,1	57,3	57,4	57,5	57,7	57,8	58,0	58,1	58,2	58,3	58,5	58,6
7,4	55,8	55,9	56,1	56,2	56,4	56,5	56,6	56,8	56,9	57,1	57,2	57,3	57,5	57,6	57,8
7,6	55,0	55,1	55,3	55,4	55,6	55,7	55,8	56,0	56,1	56,3	56,4	56,5	56,6	56,8	56,9
7,8	54,1	54,2	54,4	54,5	54,7	54,8	54,9	55,1	55,2	55,4	55,5	55,6	55,8	55,9	56,1
8°	53,2	53,3	53,5	53,6	53,8	53,9	54,0	54,2	54,3	54,5	54,6	54,7	54,9	55,0	55,2
8,2	52,4	52,5	52,7	52,8	53,0	53,1	53,2	53,4	53,5	53,7	53,8	53,9	54,1	54,2	54,4
8,4	51,6	51,7	51,9	52,0	52,2	52,3	52,5	52,6	52,8	52,9	53,1	53,2	53,4	53,5	53,7
8,6	50,8	51,0	51,1	51,3	51,4	51,6	51,7	51,9	52,0	52,2	52,3	52,4	52,6	52,7	52,9
8,8	50,0	50,2	50,3	50,5	50,6	50,8	51,0	51,1	51,3	51,4	51,6	51,7	51,9	52,0	52,2
9°	49,2	49,4	49,5	49,7	49,8	50,0	50,2	50,3	50,5	50,6	50,8	50,9	51,1	51,2	51,4
9,2	48,5	48,6	48,8	48,9	49,1	49,2	49,4	49,5	49,7	49,8	50,0	50,2	50,3	50,5	50,6
9,4	47,7	47,9	48,0	48,2	48,3	48,5	48,7	48,8	49,0	49,1	49,3	49,5	49,5	49,8	49,9
9,6	47,0	47,1	47,3	47,4	47,6	47,7	47,9	48,0	48,2	48,3	48,5	48,7	48,8	49,0	49,1
9,8	46,2	46,4	46,5	46,7	46,8	47,0	47,2	47,3	47,5	47,6	47,8	48,0	48,1	48,3	48,4
10°	45,5	45,6	45,8	45,9	46,1	46,2	46,4	46,5	46,7	46,8	47,0	47,2	47,4	47,5	47,7

POLYTECHNIC UNIVERSITY LIBRARY

Biblioteca de Geologia-Geografia

T_s-T_h \ T_h	**29°**	29,2	29,4	29,6	29,8	**30°**	30,2	30,4	30,6	30,8	**31°**	31,2	31,4	31,6	31,8
0°	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
0,2	98,6	98,6	98,6	98,6	98,6	98,6	98,6	98,6	98,6	98,6	98,6	98,6	98,6	98,6	98,6
0,4	97,1	97,1	97,1	97,2	97,2	97,2	97,2	97,2	97,2	97,2	97,2	97,2	97,2	97,3	97,3
0,6	95,7	95,7	95,7	95,8	95,8	95,8	95,8	95,8	95,9	95,9	95,9	95,9	95,9	95,9	95,9
0,8	94,2	94,2	94,3	94,3	94,4	94,4	94,4	94,4	94,5	94,5	94,5	94,5	94,5	94,6	94,6
1°	92,8	92,8	92,9	92,9	93,0	93,0	93,0	93,0	93,1	93,1	93,1	93,1	93,1	93,2	93,2
1,2	91,5	91,5	91,6	91,6	91,7	91,7	91,7	91,7	91,8	91,8	91,8	91,8	91,8	91,9	91,9
1,4	90,2	90,2	90,3	90,3	90,4	90,4	90,4	90,4	90,5	90,5	90,5	90,5	90,6	90,6	90,7
1,6	88,8	88,9	88,9	89,0	89,0	89,1	89,1	89,2	89,2	89,3	89,3	89,3	89,3	89,4	89,4
1,8	87,5	87,6	87,6	87,7	87,7	87,8	87,8	87,9	87,9	88,0	88,0	88,0	88,1	88,1	88,2
2°	86,2	86,3	86,3	86,4	86,4	86,5	86,5	86,6	86,6	86,7	86,7	86,7	86,8	86,8	86,9
2,2	85,0	85,1	85,1	85,2	85,2	85,3	85,3	85,4	85,4	85,5	85,5	85,5	85,6	85,6	85,7
2,4	83,8	83,9	83,9	84,0	84,0	84,1	84,1	84,2	84,2	84,3	84,3	84,4	84,4	84,5	84,5
2,6	82,5	82,6	82,6	82,7	82,7	82,8	82,9	82,9	83,0	83,0	83,1	83,2	83,2	83,3	83,3
2,8	81,3	81,4	81,4	81,5	81,5	81,6	81,7	81,7	81,8	81,8	81,9	82,0	82,1	82,1	82,2
3°	80,1	80,2	80,2	80,3	80,3	80,4	80,5	80,5	80,6	80,6	80,7	80,8	80,9	80,9	81,0
3,2	78,9	79,0	79,1	79,1	79,2	79,3	79,4	79,4	79,5	79,5	79,6	79,7	79,8	79,8	79,9
3,4	77,7	77,8	77,9	77,9	78,0	78,1	78,2	78,3	78,3	78,4	78,5	78,6	78,7	78,7	78,8
3,6	76,6	76,7	76,8	76,8	76,9	77,0	77,1	77,2	77,2	77,3	77,4	77,5	77,6	77,6	77,7
3,8	75,4	75,5	75,6	75,6	75,7	75,8	75,9	76,0	76,1	76,2	76,3	76,4	76,5	76,5	76,6
4°	74,2	74,3	74,4	74,5	74,6	74,7	74,8	74,9	75,0	75,1	75,2	75,3	75,4	75,4	75,5
4,2	73,2	73,3	73,4	73,5	73,6	73,7	73,8	73,9	74,0	74,1	74,2	74,3	74,4	74,4	74,5
4,4	72,1	72,2	72,3	72,4	72,5	72,6	72,7	72,8	72,9	73,0	73,1	73,2	73,3	73,4	73,5
4,6	71,1	71,2	71,3	71,4	71,5	71,6	71,7	71,8	71,9	72,0	72,1	72,2	72,3	72,3	72,4
4,8	70,0	70,1	70,2	70,3	70,4	70,5	70,6	70,7	70,8	70,9	71,0	71,1	71,2	71,3	71,4
5°	69,0	69,1	69,2	69,3	69,4	69,5	69,6	69,7	69,8	69,9	70,0	70,1	70,2	70,3	70,4
5,2	68,0	68,1	68,2	68,3	68,4	68,5	68,6	68,7	68,8	68,9	69,0	69,1	69,2	69,4	69,5
5,4	67,0	67,1	67,2	67,4	67,5	67,6	67,7	67,8	67,9	68,0	68,1	68,2	68,3	68,4	68,5
5,6	66,1	66,2	66,3	66,4	66,5	66,6	66,7	66,8	66,9	67,0	67,1	67,2	67,3	67,5	67,6
5,8	65,1	65,2	65,3	65,5	65,6	65,7	65,8	65,9	66,0	66,1	66,2	66,3	66,4	66,5	66,6
6°	64,1	64,2	64,3	64,5	64,6	64,7	64,8	64,9	65,0	65,1	65,2	65,3	65,4	65,6	65,7
6,2	63,2	63,3	63,4	63,6	63,7	63,8	63,9	64,0	64,1	64,2	64,3	64,4	64,5	64,7	64,8
6,4	62,3	62,4	62,5	62,7	62,8	62,9	63,0	63,1	63,2	63,3	63,4	63,5	63,6	63,8	63,9
6,6	61,4	61,5	61,6	61,8	61,9	62,0	62,1	62,2	62,4	62,5	62,6	62,7	62,8	63,0	63,1
6,8	60,5	60,6	60,7	60,9	61,0	61,1	61,2	61,3	61,5	61,6	61,7	61,8	61,9	62,1	62,2
7°	59,6	59,7	59,8	60,0	60,1	60,2	60,3	60,4	60,6	60,7	60,8	60,9	61,0	61,2	61,3
7,2	58,7	58,8	59,0	59,1	59,3	59,4	59,5	59,6	59,8	59,9	60,0	60,1	60,2	60,4	60,5
7,4	57,9	58,0	58,1	58,3	58,4	58,5	58,6	58,8	58,9	59,1	59,2	59,3	59,4	59,6	59,7
7,6	57,0	57,1	57,3	57,4	57,6	57,7	57,8	57,9	58,1	58,2	58,3	58,4	58,5	58,7	58,8
7,8	56,2	56,3	56,4	56,6	56,7	56,8	56,9	57,1	57,2	57,4	57,5	57,6	57,7	57,9	58,0
8°	55,3	55,4	55,6	55,7	55,9	56,0	56,1	56,3	56,4	56,6	56,7	56,8	56,9	57,1	57,2
8,2	54,5	54,6	54,8	54,9	55,1	55,2	55,3	55,5	55,6	55,8	55,9	56,0	56,1	56,3	56,4
8,4	53,8	53,9	54,0	54,2	54,3	54,4	54,5	54,7	54,8	55,0	55,1	55,2	55,3	55,5	55,6
8,6	53,0	53,1	53,2	53,3	53,4	53,5	53,7	53,9	54,0	54,2	54,4	54,5	54,6	54,8	54,9
8,8	52,3	52,4	52,5	52,5	52,6	52,7	52,9	53,1	53,2	53,4	53,6	53,7	53,8	54,0	54,1
9°	51,5	51,6	51,7	51,7	51,8	51,9	52,1	52,3	52,4	52,6	52,8	52,9	53,0	53,2	53,3
9,2	50,8	50,9	51,0	51,0	51,1	51,1	51,4	51,6	51,7	51,9	52,1	52,2	52,3	52,5	52,6
9,4	50,1	50,2	50,3	50,4	50,5	50,6	50,7	50,9	51,1	51,2	51,4	51,5	51,6	51,8	51,9
9,6	49,3	49,4	49,5	49,7	49,8	49,9	50,0	50,2	50,3	50,5	50,6	50,7	50,9	51,0	51,2
9,8	48,6	48,7	48,9	49,0	49,2	49,3	49,4	49,5	49,7	49,8	49,9	50,0	50,2	50,3	50,5
10°	47,9	48,0	48,2	48,3	48,5	48,6	48,7	48,8	49,0	49,1	49,2	49,3	49,5	49,6	49,8

BUREAU D'ETUDES INDUSTRIELLES LIBRARY

T_s-T_h \ T_h	32°	32,2	32,4	32,6	32,8	33°	33,2	33,4	33,6	33,8	34°	34,2	34,4	34,6	34,8
0°	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
0,2	98,6	98,6	98,6	98,7	98,7	98,7	98,7	98,7	98,7	98,7	98,7	98,7	98,7	98,7	98,7
0,4	97,3	97,3	97,3	97,3	97,3	97,3	97,3	97,3	97,4	97,4	97,4	97,4	97,4	97,4	97,4
0,6	95,9	95,9	95,9	96,0	96,0	96,0	96,0	96,0	96,0	96,0	96,0	96,0	96,0	96,1	96,1
0,8	94,6	94,6	94,6	94,6	94,6	94,6	94,6	94,6	94,7	94,7	94,7	94,7	94,7	98,8	98,9
1°	93,2	93,2	93,2	93,3	93,3	93,3	93,3	93,3	93,4	93,4	93,4	93,4	93,4	93,5	93,5
1,2	91,9	91,9	91,9	92,0	92,0	92,0	92,0	92,1	92,1	92,2	92,2	92,2	92,2	92,3	92,3
1,4	90,7	90,7	90,7	90,8	90,8	90,8	90,8	90,8	90,9	90,9	90,8	90,9	91,0	91,0	91,1
1,6	89,4	89,4	89,4	89,5	89,5	89,5	89,5	89,6	89,6	89,7	89,7	89,7	89,7	89,8	89,8
1,8	88,2	88,2	88,2	88,3	88,3	88,3	88,3	88,3	88,4	88,4	88,4	88,4	88,5	88,5	88,6
2°	86,9	86,9	86,9	87,0	87,0	87,0	87,0	87,1	87,1	87,2	87,2	87,2	87,3	87,3	87,4
2,2	85,7	85,7	85,8	85,8	85,9	85,9	85,9	86,0	86,0	86,1	86,1	86,1	86,2	86,2	86,3
2,4	84,6	84,6	84,7	84,7	84,8	84,8	84,8	84,9	84,9	85,0	85,0	85,0	85,1	85,2	85,2
2,6	83,4	83,4	83,5	83,5	83,6	83,6	83,7	83,7	83,8	83,8	83,9	84,0	84,0	84,1	84,1
2,8	82,3	82,3	82,4	82,4	82,5	82,5	82,6	82,6	82,7	82,7	82,8	82,9	82,9	83,0	83,0
3°	81,1	81,2	81,2	81,3	81,3	81,4	81,5	81,5	81,6	81,6	81,7	81,8	81,8	81,9	81,9
3,2	80,0	80,1	80,1	80,2	80,2	80,3	80,4	80,4	80,5	80,5	80,6	80,7	80,7	80,8	80,8
3,4	78,9	80,0	80,0	80,1	80,1	79,2	79,3	79,3	79,4	79,4	79,5	79,6	79,6	79,7	79,7
3,6	77,8	77,9	78,0	78,0	78,1	78,2	78,3	78,3	78,4	78,4	78,5	78,6	78,6	78,7	78,7
3,8	76,7	76,8	76,9	76,9	77,0	77,1	77,2	77,2	77,3	77,3	77,4	77,5	77,5	77,6	77,6
4°	75,6	75,7	75,8	75,8	75,9	76,0	76,1	76,1	76,2	76,2	76,3	76,3	76,4	76,4	76,5
4,2	74,6	74,7	74,8	74,8	74,9	75,0	75,1	75,1	75,2	75,2	75,3	75,5	75,5	75,5	75,6
4,4	73,6	73,7	73,8	73,8	73,9	74,0	74,1	74,1	74,2	74,2	74,3	74,4	74,4	74,5	74,5
4,6	72,5	72,6	72,7	72,7	72,8	72,9	73,0	73,1	73,1	73,2	73,3	73,4	73,5	73,5	73,6
4,8	71,5	71,6	71,7	71,7	71,8	71,9	72,0	72,1	72,1	72,3	72,3	72,4	72,5	72,5	72,6
5°	70,5	70,6	70,7	70,7	70,8	70,9	71,0	71,1	71,1	71,2	71,3	71,4	71,5	71,6	71,6
5,2	69,6	69,7	69,8	69,8	69,9	70,0	70,1	70,2	70,2	70,3	70,4	70,5	70,6	70,6	70,7
5,4	68,6	68,7	68,8	68,9	69,0	69,1	69,2	69,3	69,3	69,4	69,5	69,6	69,7	69,8	69,8
5,6	67,7	67,8	67,9	67,9	68,0	68,1	68,2	68,3	68,4	68,5	68,6	68,7	68,8	68,9	68,9
5,8	66,7	66,8	66,9	67,0	67,1	67,2	67,3	67,4	67,5	67,6	67,7	67,8	67,9	68,0	68,0
6°	65,8	65,9	66,0	66,1	66,2	66,3	66,4	66,5	66,6	66,7	66,8	66,9	67,0	67,0	67,1
6,2	64,9	65,0	65,1	65,2	65,3	65,4	65,5	65,6	65,7	65,8	65,9	66,0	66,1	66,2	66,3
6,4	64,0	64,1	64,2	64,3	64,4	64,5	64,6	64,7	64,9	65,0	65,1	65,2	65,3	65,3	65,4
6,6	63,2	63,3	63,4	63,5	63,6	63,7	63,8	63,9	64,0	64,1	64,2	64,3	64,4	64,5	64,6
6,8	62,3	62,4	62,5	62,6	62,7	62,8	62,9	63,0	63,2	63,3	63,4	63,5	63,6	63,6	63,7
7°	61,4	61,5	61,6	61,7	61,8	61,9	62,0	62,1	62,3	62,4	62,5	62,6	62,7	62,8	62,9
7,2	60,6	60,7	60,8	60,9	61,0	61,1	61,2	61,3	61,5	61,6	61,7	61,8	61,9	62,0	62,1
7,4	59,8	59,9	60,0	60,1	60,2	60,3	60,4	60,5	60,7	60,8	60,9	61,0	61,1	61,2	61,3
7,6	58,9	59,0	59,1	59,3	59,4	59,5	59,6	59,7	59,9	60,0	60,1	60,2	60,3	60,4	60,5
7,8	58,1	58,2	58,3	58,5	58,6	58,7	58,8	58,9	59,1	59,2	59,3	59,4	59,5	59,6	59,7
8°	57,3	57,4	57,5	57,7	57,8	57,9	58,0	58,1	58,3	58,4	58,5	58,6	58,7	58,8	58,9
8,2	56,5	56,6	56,7	56,9	57,0	57,1	57,2	57,3	57,5	57,6	57,7	57,8	57,9	58,1	58,2
8,4	55,7	55,8	55,9	56,1	56,2	56,3	56,4	56,6	56,7	56,9	57,0	57,1	57,2	57,3	57,4
8,6	55,0	55,1	55,2	55,4	55,5	55,6	55,7	55,8	56,0	56,1	56,2	56,3	56,4	56,6	56,7
8,8	54,2	54,3	54,4	54,6	54,7	54,8	54,9	55,1	55,2	55,4	55,5	55,6	55,7	55,8	55,9
9°	53,4	53,5	53,6	53,8	53,9	54,0	54,1	54,3	54,4	54,6	54,7	54,8	54,9	55,1	55,2
9,2	52,7	52,8	52,9	53,1	53,2	53,3	53,4	53,6	53,7	53,9	54,0	54,1	54,2	54,4	54,5
9,4	52,0	52,1	52,2	52,4	52,5	52,6	52,7	52,9	53,0	53,2	53,3	53,4	53,5	53,7	53,8
9,6	51,3	51,4	51,6	51,7	51,9	52,0	52,1	52,2	52,4	52,5	52,6	52,7	52,8	53,0	53,1
9,8	50,6	50,7	50,9	51,0	51,2	51,3	51,4	51,5	51,7	51,8	51,9	52,0	52,1	52,3	52,4
10°	49,9	50,0	50,2	50,3	50,5	50,6	50,7	50,8	51,0	51,1	51,2	51,3	51,4	51,6	51,7

BOUMERDES CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

T_s-T_h \ T_h	35°	35,2	35,4	35,6	35,8	36°	36,2	36,4	36,6	36,8	37°	37,2	37,4	37,6	37,8
0°	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
0,2	98,7	98,7	98,7	98,7	98,7	98,7	98,7	98,7	98,7	98,7	98,7	98,7	98,7	98,8	98,8
0,4	97,4	97,4	97,4	97,4	97,4	97,4	97,4	97,4	97,5	97,5	97,5	97,5	97,5	97,5	97,5
0,6	96,1	96,1	96,1	96,2	96,2	96,2	96,2	96,2	96,2	96,2	96,2	96,2	96,2	96,3	96,3
0,8	94,8	94,8	94,8	94,9	94,9	94,9	94,9	94,9	95,0	95,0	95,0	95,0	95,0	95,0	95,0
1°	93,5	93,5	93,5	93,6	93,6	93,6	93,6	93,6	93,7	93,7	93,7	93,7	93,7	93,8	93,8
1,2	92,3	92,3	92,3	92,4	92,4	92,4	92,4	92,4	92,5	92,5	92,5	92,5	92,5	92,6	92,6
1,4	91,1	91,1	91,1	91,2	91,2	91,2	91,2	91,2	91,3	91,3	91,3	91,3	91,4	91,4	91,5
1,6	89,8	89,8	89,9	89,9	90,0	90,0	90,0	90,1	90,1	90,2	90,2	90,2	90,2	90,3	90,3
1,8	88,6	88,6	88,7	88,7	88,8	88,8	88,8	88,9	88,9	89,0	89,0	89,0	89,1	89,1	89,2
2°	87,4	87,4	87,5	87,5	87,6	87,6	87,6	87,7	87,7	87,8	87,8	87,8	87,9	87,9	88,0
2,2	86,3	86,3	86,4	86,4	86,5	86,5	86,5	86,6	86,6	86,7	86,7	86,7	86,8	86,8	86,9
2,4	85,2	85,2	85,3	85,3	85,4	85,4	85,4	85,5	85,5	85,6	85,6	85,6	85,7	85,7	85,8
2,6	84,2	84,2	84,3	84,3	84,4	84,4	84,4	84,5	84,5	84,6	84,6	84,6	84,7	84,7	84,8
2,8	83,1	83,1	83,2	83,2	83,3	83,3	83,3	83,4	83,4	83,5	83,5	83,5	83,6	83,6	83,7
3°	82,0	82,0	82,1	82,1	82,2	82,2	82,2	82,3	82,3	82,4	82,4	82,4	82,5	82,5	82,6
3,2	80,9	81,0	81,0	81,1	81,1	81,2	81,2	81,3	81,3	81,4	81,4	81,4	81,5	81,5	81,6
3,4	79,8	79,9	79,9	80,0	80,0	80,1	80,2	80,2	80,3	80,3	80,4	80,4	80,5	80,5	80,6
3,6	78,8	78,9	78,9	79,0	79,0	79,1	79,1	79,2	79,2	79,3	79,3	79,4	79,4	79,5	79,5
3,8	77,7	77,8	77,8	77,9	77,9	78,0	78,1	78,1	78,2	78,2	78,3	78,4	78,4	78,5	78,5
4°	76,6	76,7	76,8	76,8	76,9	77,0	77,1	77,1	77,2	77,2	77,3	77,4	77,4	77,5	77,5
4,2	75,6	75,7	75,8	75,8	76,9	76,0	76,1	76,1	76,2	76,2	76,3	76,4	76,5	76,6	76,7
4,4	74,6	74,7	74,8	74,8	74,9	75,0	75,1	75,2	75,2	75,3	75,4	75,5	75,5	75,6	75,6
4,6	73,7	73,8	73,9	73,9	74,0	74,1	74,2	74,2	74,3	74,3	74,4	74,5	74,6	74,6	74,7
4,8	72,7	72,8	72,8	72,9	73,0	73,1	73,2	73,2	73,3	73,4	73,5	73,6	73,6	73,7	73,7
5°	71,7	71,8	71,9	71,9	72,0	72,1	72,2	72,3	72,3	72,4	72,5	72,6	72,7	72,7	72,8
5,2	70,8	70,9	71,0	71,0	71,1	71,2	71,3	71,4	71,4	71,5	71,6	71,7	71,8	71,8	71,9
5,4	69,9	70,1	70,1	70,1	70,2	70,3	70,4	70,5	70,5	70,6	70,7	70,8	70,9	70,9	71,0
5,6	68,0	69,1	69,2	69,3	69,4	69,5	69,6	69,7	69,7	69,8	69,9	70,0	70,1	70,1	70,2
5,8	68,1	68,2	68,3	68,4	68,5	68,6	68,7	68,8	68,8	68,9	69,0	69,1	69,2	69,2	69,3
6°	67,2	67,3	67,4	67,5	67,6	67,7	67,8	67,9	67,9	68,0	68,1	68,2	68,3	68,3	68,4
6,2	66,4	66,5	66,6	66,7	66,8	66,9	67,0	67,1	67,1	67,2	67,3	67,4	67,5	67,5	67,6
6,4	65,5	65,6	65,7	65,8	65,9	66,0	66,1	66,2	66,2	66,3	66,4	66,5	66,6	66,7	66,8
6,6	64,7	64,8	64,9	65,0	65,1	65,2	65,3	65,4	65,4	65,5	65,6	65,7	65,8	65,8	65,9
6,8	63,8	63,9	64,0	64,1	64,2	64,3	64,4	64,5	64,5	64,6	64,7	64,8	64,9	65,0	65,1
7°	63,0	63,1	63,2	63,3	63,4	63,5	63,6	63,7	63,7	63,8	63,9	64,0	64,1	64,2	64,3
7,2	62,2	62,3	62,4	62,5	62,6	62,7	62,8	62,9	62,9	63,0	63,1	63,2	63,3	63,4	63,5
7,4	61,4	61,5	61,6	61,7	61,8	61,9	62,0	62,1	62,1	62,2	62,3	62,4	62,5	62,6	62,7
7,6	60,6	60,7	60,8	60,9	61,0	61,1	61,2	61,3	61,3	61,4	61,5	61,6	61,7	61,8	61,9
7,8	59,8	59,9	60,0	60,1	60,2	60,3	60,4	60,5	60,5	60,6	60,7	60,8	60,9	61,0	61,1
8°	59,0	59,1	59,2	59,3	59,4	59,5	59,6	59,7	59,7	59,8	59,9	60,0	60,1	60,2	60,3
8,2	58,3	58,4	58,5	58,6	58,7	58,8	58,9	59,0	59,0	59,1	59,2	59,3	59,4	59,5	59,6
8,4	57,5	57,6	57,7	57,9	58,0	58,1	58,2	58,3	58,3	58,4	58,5	58,6	58,7	58,8	58,9
8,6	56,8	56,9	57,0	57,1	57,2	57,3	57,4	57,5	57,6	57,7	57,8	57,9	58,0	58,1	58,2
8,8	56,0	56,1	56,2	56,4	56,5	56,6	56,7	56,8	56,9	57,0	57,1	57,2	57,3	57,4	57,5
9°	55,3	55,4	55,5	55,7	55,8	55,9	56,0	56,1	56,2	56,3	56,4	56,5	56,6	56,7	56,8
9,2	54,6	54,7	54,8	55,0	55,1	55,2	55,3	55,4	55,5	55,6	55,7	55,8	55,9	56,0	56,1
9,4	53,9	54,0	54,1	54,3	54,4	54,5	54,6	54,7	54,8	54,9	55,0	55,1	55,2	55,3	55,4
9,6	53,2	53,3	53,4	53,6	53,7	53,8	53,9	54,0	54,1	54,2	54,3	54,4	54,5	54,6	54,7
9,8	52,5	52,6	52,7	52,9	53,0	53,1	53,2	53,3	53,4	53,5	53,6	53,7	53,8	53,9	54,0
10°	51,8	51,9	52,0	52,2	52,3	52,4	52,5	52,6	52,7	52,8	52,9	53,0	53,1	53,2	53,3

BOURGUIBA CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

T_s-T_h \ T_h	38°	38,2	38,4	38,6	38,8	39°	39,2	39,4	39,6	39,8	40°	40,2	40,4	40,6	40,8
0°	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
0,2	98,8	98,8	98,8	98,8	98,8	98,8	98,8	98,8	98,8	98,8	98,8	98,8	98,8	98,8	98,8
0,4	97,5	97,5	97,5	97,6	97,6	97,6	97,6	97,6	97,6	97,6	97,6	97,6	97,6	97,6	97,6
0,6	96,3	96,3	96,3	96,3	96,3	96,3	96,3	96,3	96,3	96,3	96,3	96,3	96,3	96,4	96,4
0,8	95,0	95,0	95,0	95,1	95,1	95,1	95,1	95,1	95,1	95,1	95,1	95,1	95,1	95,2	95,2
1°	93,8	93,8	93,8	93,9	93,9	93,9	93,9	93,9	93,9	93,9	93,9	93,9	93,9	94,0	94,0
1,2	92,6	92,6	92,7	92,7	92,8	92,8	92,8	92,8	92,8	92,8	92,8	92,8	92,8	92,9	92,9
1,4	91,5	91,5	91,5	91,6	91,6	91,6	91,6	91,6	91,7	91,7	91,7	91,7	91,7	91,8	91,8
1,6	90,3	90,3	90,4	90,4	90,5	90,5	90,5	90,5	90,6	90,6	90,6	90,6	90,6	90,7	90,7
1,8	89,2	89,2	89,2	89,3	89,3	89,3	89,3	89,4	89,4	89,5	89,5	89,5	89,5	89,6	89,6
2°	88,0	88,0	88,1	88,1	88,2	88,2	88,2	88,3	88,3	88,4	88,4	88,4	88,4	88,4	88,5
2,2	86,9	86,9	87,0	87,0	87,1	87,1	87,1	87,2	87,2	87,3	87,3	87,3	87,3	87,3	87,4
2,4	85,8	85,8	85,9	85,9	86,0	86,0	86,0	86,1	86,1	86,2	86,2	86,2	86,3	86,3	86,4
2,6	84,8	84,8	84,9	84,9	85,0	85,0	85,0	85,1	85,1	85,2	85,2	85,2	85,2	85,3	85,3
2,8	83,7	83,7	83,8	83,8	83,9	83,9	83,9	84,0	84,0	84,1	84,1	84,1	84,2	84,2	84,3
3°	82,6	82,6	82,7	82,7	82,8	82,8	82,8	82,9	82,9	83,0	83,0	83,0	83,1	83,1	83,2
3,2	81,6	81,6	81,7	81,7	81,8	81,8	81,8	81,9	81,9	82,0	82,0	82,0	82,1	82,1	82,2
3,4	80,6	80,6	80,7	80,7	80,8	80,8	80,9	80,9	81,0	81,0	81,1	81,1	81,2	81,2	81,3
3,6	79,6	79,7	79,7	79,8	79,8	79,9	79,9	80,1	80,1	80,1	80,1	80,1	80,2	80,2	80,3
3,8	78,6	78,7	78,7	78,8	78,8	78,9	79,0	79,0	79,1	79,1	79,2	79,2	79,3	79,3	79,4
4°	77,6	77,7	77,7	77,8	77,8	77,9	78,0	78,0	78,1	78,1	78,2	79,2	79,3	79,3	79,4
4,2	76,7	76,8	76,8	76,9	76,9	77,0	77,1	77,1	77,2	77,2	77,3	77,3	77,4	77,4	77,5
4,4	75,7	75,8	75,8	75,9	75,9	76,0	76,1	76,2	76,2	76,3	76,4	76,4	76,5	76,5	76,6
4,6	74,8	74,9	74,9	75,0	75,0	75,1	75,2	75,2	75,3	75,3	75,4	75,5	75,5	75,6	75,6
4,8	73,8	73,9	73,9	74,0	74,0	74,1	74,2	74,3	74,3	74,4	74,5	74,6	74,6	74,7	74,7
5°	72,9	73,0	73,0	73,1	73,1	73,2	73,3	73,4	73,4	73,5	73,6	73,7	73,7	73,8	73,8
5,2	72,0	72,1	72,1	72,2	72,2	72,3	72,4	72,5	72,5	72,6	72,7	72,8	72,8	72,9	72,9
5,4	71,1	71,2	71,2	71,3	71,3	71,4	71,5	71,6	71,6	71,7	71,8	71,9	72,0	72,1	72,3
5,6	70,3	70,4	70,4	70,5	70,5	70,6	70,7	70,8	70,8	70,9	71,0	71,1	71,1	71,2	71,2
5,8	69,4	69,5	69,5	69,6	69,6	69,7	69,8	69,9	69,9	70,0	70,1	70,2	70,3	70,3	70,4
6°	68,5	68,6	68,6	68,7	68,7	68,8	68,9	69,0	69,0	69,1	69,2	69,3	69,4	69,4	69,5
6,2	67,7	67,8	67,8	67,9	67,9	68,0	68,1	68,2	68,2	68,3	68,4	68,5	68,6	68,6	68,7
6,4	66,9	67,0	67,0	67,1	67,1	67,2	67,3	67,4	67,4	67,5	67,6	67,7	67,8	67,8	67,9
6,6	66,0	66,1	66,2	66,2	66,3	66,4	66,5	66,6	66,6	66,7	66,8	66,9	67,0	67,0	67,1
6,8	65,2	65,3	65,4	65,4	65,5	65,6	65,7	65,8	65,8	65,9	66,0	66,1	66,2	66,2	66,3
7°	64,4	64,5	64,6	64,6	64,7	64,8	64,9	65,0	65,0	65,1	65,2	65,3	65,4	65,4	65,5
7,2	63,6	63,7	63,8	63,8	63,9	64,0	64,1	64,2	64,2	64,3	64,4	64,5	64,6	64,6	64,7
7,4	62,8	62,9	63,0	63,0	63,1	63,2	63,3	63,4	63,4	63,5	63,6	63,7	63,8	63,8	63,9
7,6	62,0	62,1	62,2	62,3	62,4	62,5	62,6	62,7	62,7	62,8	62,9	63,0	63,0	63,1	63,1
7,8	61,2	61,3	61,4	61,5	61,6	61,7	61,8	61,9	61,9	62,0	62,1	62,2	62,2	62,3	62,3
8°	60,4	60,5	60,6	60,7	60,8	60,9	61,0	61,1	61,1	61,2	61,3	61,4	61,4	61,5	61,6
8,2	59,7	59,8	59,9	60,0	60,1	60,2	60,3	60,4	60,4	60,5	60,6	60,7	60,7	60,8	60,8
8,4	59,0	59,1	59,2	59,3	59,4	59,5	59,6	59,7	59,7	59,8	59,9	60,0	60,0	60,1	60,1
8,6	58,3	58,4	58,5	58,5	58,6	58,7	58,8	58,9	58,9	59,0	59,1	59,2	59,3	59,3	59,4
8,8	57,6	57,7	57,8	57,8	57,9	58,0	58,1	58,2	58,2	58,3	58,4	58,5	58,6	58,6	58,7
9°	56,9	57,0	57,1	57,1	57,2	57,3	57,4	57,5	57,5	57,6	57,7	57,8	57,9	57,9	58,0
9,2	56,2	56,3	56,4	56,4	56,5	56,6	56,7	56,8	56,9	57,0	57,1	57,2	57,3	57,3	57,4
9,4	55,5	55,6	55,7	55,7	55,8	55,9	56,0	56,1	56,2	56,4	56,4	56,5	56,6	56,7	56,8
9,6	54,8	54,9	55,0	55,1	55,2	55,3	55,4	55,5	55,6	55,7	55,8	55,9	56,0	56,0	56,1
9,8	54,1	54,2	54,3	54,4	54,5	54,6	54,7	54,8	54,9	55,0	55,1	55,2	55,3	55,4	55,5
10°	53,4	53,5	53,6	53,7	53,8	53,9	54,0	54,1	54,3	54,4	54,5	54,6	54,7	54,8	54,9

POLYTECHNIC CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

T_s-T_h \ T_h	41°	41,2	41,4	41,6	41,8	42°	42,2	42,4	42,6	42,8	43°	43,2	43,4	43,6	43,8
0°	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
0,2	98,8	98,8	98,8	98,8	98,8	98,8	98,8	98,8	98,8	98,8	98,8	98,8	98,8	98,9	98,9
0,4	97,6	97,6	97,6	97,6	97,6	97,6	97,6	97,6	97,7	97,7	97,7	97,7	97,7	97,7	97,7
0,6	96,4	96,4	96,4	96,5	96,5	96,5	96,5	96,5	96,5	96,5	96,5	96,5	96,5	96,6	96,6
0,8	95,2	95,2	95,2	95,3	95,3	95,3	95,3	95,3	95,4	95,4	95,4	95,4	95,4	95,4	95,4
1°	94,0	94,0	94,0	94,1	94,1	94,1	94,1	94,1	94,2	94,2	94,2	94,2	94,2	94,3	94,3
1,2	92,9	92,9	92,9	93,0	93,0	93,0	93,0	93,0	93,1	93,1	93,1	93,1	93,1	93,2	93,2
1,4	91,8	91,8	91,8	91,9	91,9	91,9	91,9	91,9	92,0	92,0	92,0	92,0	92,0	92,1	92,1
1,6	90,7	90,7	90,8	90,8	90,9	90,9	90,9	90,9	91,0	91,0	91,0	91,0	91,0	91,1	91,1
1,8	89,6	89,6	89,7	89,7	89,8	89,8	89,8	89,8	89,9	89,9	89,9	89,9	89,9	90,0	90,0
2°	88,5	88,5	88,6	88,6	88,7	88,7	88,7	88,7	88,8	88,8	88,8	88,8	88,8	88,9	88,9
2,2	87,4	87,5	87,5	87,6	87,6	87,7	87,7	87,7	87,8	87,8	87,8	87,8	87,8	87,9	87,9
2,4	86,4	86,4	86,5	86,5	86,6	86,6	86,6	86,7	86,7	86,8	86,8	86,8	86,8	86,9	86,9
2,6	85,3	85,4	85,4	85,5	85,5	85,6	85,6	85,6	85,7	85,7	85,7	85,7	85,8	85,8	85,9
2,8	84,3	84,3	84,4	84,4	84,5	84,5	84,5	84,6	84,6	84,7	84,7	84,7	84,8	84,8	84,9
3°	83,2	83,3	83,3	83,4	83,4	83,5	83,5	83,6	83,6	83,7	83,7	83,7	83,8	83,8	83,9
3,2	82,2	82,3	82,3	82,4	82,4	82,5	82,5	82,6	82,6	82,7	82,7	82,8	82,8	82,9	82,9
3,4	81,3	81,4	81,4	81,5	81,5	81,6	81,6	81,7	81,7	81,8	81,8	81,8	81,9	81,9	82,0
3,6	80,3	80,4	80,4	80,5	80,5	80,6	80,6	80,7	80,7	80,8	80,8	80,9	80,9	81,0	81,0
3,8	79,4	79,5	79,5	79,6	79,6	79,7	79,7	79,8	79,8	79,9	79,9	79,9	80,0	80,0	80,1
4°	78,4	78,5	78,5	78,6	78,6	78,7	78,7	78,8	78,8	78,9	78,9	79,0	79,0	79,1	79,1
4,2	77,5	77,6	77,6	77,7	77,7	77,8	77,8	77,9	77,9	78,0	78,0	78,1	78,1	78,2	78,2
4,4	76,6	76,7	76,7	76,8	76,8	76,9	76,9	77,0	77,0	77,1	77,1	77,2	77,2	77,3	77,3
4,6	75,5	75,8	75,8	75,9	75,9	76,0	76 0	76,1	76,1	76,2	76,2	76,3	76,3	76,4	76,4
4,8	74,8	74,9	74,9	75,0	75,0	75,0	75,0	75,1	75,2	75,2	75,3	75,4	75,4	75,5	75,5
5°	73,9	74,0	74,0	74,1	74,1	74,2	74,2	74,3	74,3	74,4	74,4	74,5	74,5	74,6	74,6
5,2	73,0	73,1	73,1	73,2	73,2	73,3	73,3	73,4	73,4	73,5	73,5	73,6	73,7	73,7	73,8
5,4	72,2	72,3	72,3	72,4	72,4	72,5	72,5	72,6	72,6	72,7	72,7	72,8	72,8	72,8	72,9
5,6	71,3	71,4	71,4	71,5	71,5	71,6	71,6	71,7	71,7	71,8	71,8	71,9	72,0	72,0	72,1
5,8	70,5	70,6	70,6	70,7	70,7	70,8	70,8	70,9	70,9	71,0	71,0	71,1	71,1	71,2	71,2
6°	69,6	69,7	69,7	69,8	69,8	69,9	69,9	70,0	70,0	70,1	70,1	70,2	70,3	70,3	70,4
6,2	68,8	68,9	68,9	69,0	69,0	69,1	69,1	69,2	69,2	69,3	69,3	69,4	69,5	69,5	69,6
6,4	68,0	68,1	68,1	68,2	68,2	68,3	68,4	68,4	68,5	68,5	68,6	68,7	68,8	68,8	68,9
6,6	67,2	67,3	67,4	67,4	67,5	67,6	67,6	67,7	67,7	67,8	67,8	67,9	68,0	68,0	68,1
6,8	66,4	66,5	66,6	66,6	66,7	66,8	66,9	66,9	67,0	67,0	67,1	67,2	67,3	67,3	67,4
7°	65,6	65,7	65,8	65,8	65,9	66,0	66,1	66,1	66,2	66,2	66,3	66,4	66,5	66,5	66,6
7,2	64,8	64,9	65,0	65,0	65,1	65,2	65,3	65,3	65,4	65,4	65,5	65,6	65,7	65,7	65,8
7,4	64,0	64,1	64,2	64,2	64,3	64,4	64,5	64,6	64,6	64,7	64,8	64,9	65,0	65,0	65,1
7,6	63,2	63,3	63,4	63,5	63,6	63,7	63,8	63,8	63,9	63,9	64,0	64,1	64,2	64,2	64,3
7,8	62,4	62,5	62,6	62,8	62,9	63,0	63,1	63,1	63,2	63,2	63,3	63,4	63,5	63,5	63,6
8°	61,6	61,7	61,8	61,9	62,0	62,1	62,2	62,3	62,3	62,4	62,5	62,6	62,7	62,7	62,8
8,2	60,9	61,0	61,1	61,2	61,3	61,4	61,5	61,6	61,6	61,7	61,8	61,9	62,0	62,0	62,1
8,4	60,2	60,3	60,4	60,5	60,6	60,7	60,8	60,9	60,9	61,0	61,1	61,2	61,3	61,3	61,4
8,6	59,5	59,6	59,7	59,8	59,9	60,0	60,1	60,2	60,2	60,3	60,4	60,5	60,6	60,7	60,8
8,8	58,8	58,9	59,0	59,1	59,2	59,3	59,4	59,5	59,5	59,6	59,7	59,8	59,9	60,0	60,1
9°	58,1	58,2	58,3	58,4	58,5	58,6	58,7	58,8	58,8	58,9	59,0	59,1	59,2	59,3	59,4
9,2	57,5	57,6	57,7	57,8	57,9	58,0	58,1	58,2	58,2	58,3	58,4	58,5	58,6	58,6	58,7
9,4	57,0	57,1	57,1	57,2	57,2	57,3	57,4	57,5	57,5	57,6	57,7	57,8	57,9	58,0	58,1
9,6	56,2	56,4	56,5	56,7	56,9	57,0	57,0	57,0	57,1	57,1	57,1	57,2	57,3	57,3	57,4
9,8	55,6	55,7	55,8	55,8	55,9	56,0	56,1	56,2	56,2	56,3	56,4	56,5	56,6	56,7	56,8
10°	55,0	55,1	55,2	55,2	55,3	55,4	55,5	55,6	55,6	55,7	55,8	55,9	56,0	56,0	56,1

BU ISTANBUL UNIVERSITY LIBRARY

T_s-T_h \ T_h	44°	44,2	44,4	44,6	44,8	45°
0°	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
0,2	98,9	98,9	98,9	98,9	98,9	98,9
0,4	97,7	97,7	97,7	97,8	97,8	97,8
0,6	96,6	96,6	96,6	96,6	96,6	96,6
0,8	95,4	95,4	95,4	95,5	95,5	95,5
1°	94,3	94,3	94,3	94,4	94,4	94,4
1,2	93,2	93,2	93,2	93,3	93,3	93,3
1,4	92,1	92,1	92,1	92,2	92,2	92,2
1,6	91,1	91,1	91,1	91,2	91,2	91,2
1,8	90,0	90,0	90,0	90,1	90,1	90,1
2°	88,9	88,9	88,9	89,0	89,0	89,0
2,2	87,9	88,1	88,3	88,4	88,6	88,8
2,4	86,9	87,0	87,2	87,3	87,5	87,6
2,6	85,9	86,0	86,1	86,2	86,3	86,4
2,8	84,9	85,0	85,0	85,1	85,1	85,2
3°	83,9	83,9	83,9	84,0	84,0	84,0
3,2	83,0	83,0	83,0	83,1	83,1	83,1
3,4	82,0	82,0	82,1	82,1	82,2	82,2
3,6	81,1	81,1	81,2	81,2	81,3	81,3
3,8	80,1	80,2	80,2	80,3	80,3	80,4
4°	79,2	79,3	79,3	79,4	79,4	79,5
4,2	78,3	78,4	78,4	78,5	78,5	78,6
4,4	77,4	77,5	77,5	77,6	77,6	77,7
4,6	76,5	76,6	76,6	76,7	76,7	76,8
4,8	75,6	75,7	75,7	75,8	75,8	75,9
5°	74,7	74,8	74,8	74,9	74,9	75,0
5,2	73,9	74,0	74,0	74,1	74,1	74,2
5,4	73,0	73,1	73,1	73,2	73,2	73,3
5,6	72,2	72,3	72,3	72,4	72,4	72,5
5,8	71,3	71,4	71,4	71,5	71,5	71,6
6°	70,5	70,6	70,6	70,7	70,7	70,8
6,2	69,7	69,8	69,8	69,9	69,9	70,0
6,4	69,0	69,1	69,1	69,2	69,2	69,3
6,6	68,2	68,3	68,3	68,4	68,4	68,5
6,8	67,5	67,6	67,6	67,7	67,7	67,8
7°	66,7	66,8	66,8	66,9	66,9	67,0
7,2	65,9	66,0	66,1	66,1	66,2	66,3
7,4	65,2	65,3	65,3	65,4	65,4	65,5
7,6	64,4	64,5	64,6	64,6	64,7	64,8
7,8	63,7	63,8	63,8	63,9	63,9	64,0
8°	62,9	63,0	63,1	63,1	63,2	63,3
8,2	62,2	62,3	62,4	62,4	62,5	62,6
8,4	61,5	61,6	61,7	61,7	61,8	61,9
8,6	60,9	61,0	61,1	61,1	61,2	61,3
8,8	60,2	60,3	60,4	60,4	60,5	60,6
9°	59,5	59,6	59,7	59,7	59,8	59,9
9,2	58,8	59,0	59,0	59,1	59,2	59,2
9,4	58,2	58,3	58,4	58,4	58,5	58,6
9,6	57,5	57,6	57,7	57,7	57,8	57,9
9,8	56,9	57,0	57,1	57,1	57,2	57,3
10°	56,2	56,3	56,4	56,4	56,5	56,6

ECUST CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

T_s-T_h \ T_h	5°	5,2	5,4	5,6	5,8	6°	6,2	6,4	6,6	6,8	7°	7,2	7,4	7,6	7,8
10°	11,8	12,4	13,0	13,6	14,2	14,8	15,3	15,9	16,4	17,0	17,5	18,0	18,5	19,0	19,5
10,2	11,0	11,6	12,2	12,8	13,4	14,0	14,5	15,1	15,6	16,2	16,7	17,2	17,7	18,2	18,7
10,4	10,3	10,9	11,5	12,0	12,6	13,2	13,7	14,2	14,8	15,3	15,8	16,3	16,8	17,3	17,8
10,6	9,5	10,1	10,7	11,2	11,8	12,4	12,9	13,4	14,0	14,5	15.0	15,5	16,0	16,5	17,0
10,8	8,8	9,4	9,9	10,5	11,0	11,6	12,1	12,6	13,1	13,6	14,1	14,6	15,1	15,6	16,1
11°	8,0	8,6	9,1	9,7	10,2	10,8	11,3	11,8	12,3	12,8	13,3	13,8	14,3	14,8	15,3
11,2	7,2	7,8	8,3	8,9	9,4	10,0	10,5	11,0	11,5	12,0	12,5	13,0	13,5	14,0	14,5
11,4	6,4	7,0	7,5	8,1	8,6	9,2	9,7	10,2	10,7	11,2	11,7	12,2	12,7	13,3	13,8
11,6	5,7	6,3	6,8	7,4	7,9	8,5	9,0	9,4	9,9	10,3	10,8	11,3	11,9	12,4	13,0
11,8	4,9	5,5	6,0	6,6	7,1	7,7	8,2	8,6	9,1	9,5	10,0	10,6	11,1	11,7	12,2
12°	4,1	4,7	5,2	5,8	6,3	6,9	7,4	7,8	8,3	8,7	9,2	9,8	10 3	10,9	11,4
12,2	3,4	4,0	4,5	5,1	5,6	6,2	6,7	7,2	7,6	8,1	8,6	9,1	9,7	10,2	10,8
12,4	2,7	3,3	3,8	4,4	4,9	5,5	6,0	6,5	7,0	7,5	8,0	8,5	9,0	9,6	10,1
12,6	2,1	2,7	3,2	3,8	4,3	4,9	5,4	5,9	6,3	6,8	7,3	7,8	8,4	8,9	9,5
12,8	1,4	2,0	2,5	3,1	3,6	4,2	4,7	5,2	5,7	6,2	6,7	7,2	7,7	8,3	8,8
13°	0,7	1,3	1,8	2,4	2,9	3,5	4,0	4,5	5,1	5,6	6,1	6,6	7,1	7,6	8,1
13,2						2,9	3,4	3,9	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	7,5
13,4						2,3	2,8	3,3	3,9	4,4	4,9	5,4	5,9	6,4	6,9
13,6						1,7	2,2	2,7	3,3	3,8	4,3	4,8	5,3	5,8	6,3
13,8						1,1	1,6	2,1	2,7	3,2	3,7	4,2	4,7	5,2	5,7
14°						0,5	1,0	1,5	2,1	2,6	3,1	3,6	4,1	4,6	5,1
14,2											2,6	3,1	3,6	4,1	4,6
14,4											2,0	2,5	3,0	3,5	4,0
14,6											1,5	2,0	2,5	3,0	3,5
14,8											0,9	1,4	1,9	2,4	2,9
15°											0,4	0,9	1,4	1,9	2,4
15,2															
15,4															
15,6															
15,8															
16°															
16,2															
16,4															
16,6															
16,8															
17°															
17,2															
17,4															
17,6															
17,8															
18°															
18,2															
18,4															
18,6															
18,8															
19°															
19,2															
19,4															
19,6															
19,8															
20°															

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

T_s-T_h \ T_h	8°	8,2	8,4	8,6	8,8	9°	9,2	9,4	9,6	9,8	10°	10,2	10,4	10,6	10,8
10°	20,0	20,5	21,0	21,4	21,9	22,4	22,8	23,2	23,6	24,0	24,4	24,7	25,1	25,4	25,8
10,2	19,2	19,7	20,1	20,6	21,0	21,5	21,9	22,3	22,8	23,2	23,6	23,9	24,3	24,6	25,0
10,4	18,3	18,8	19,2	19,7	20,1	20,6	21,0	21,4	21,9	22,3	22,7	23,1	34,4	23,8	24,1
10,6	17,5	18,0	18,4	18,9	19,3	19,8	20,2	21,1	21,1	21,5	21,9	22,3	22,6	23,0	23,3
10,8	16,6	17,1	17,5	18,0	18,4	18,9	19,3	19,7	20,2	20,6	21,0	21,4	21,8	22,1	22,5
11°	15,8	16,2	16,7	17,1	17,6	18,0	18,4	18,9	19,3	19,8	20,2	20,6	21,0	21,3	21,7
11,2	15,0	15,5	15,9	16,4	16,8	17,3	17,7	18,1	18,6	19,0	19,4	19,8	20,2	20,6	21,0
11,4	14,3	14,7	15,2	15,6	16,1	16,5	16,9	17,4	17,8	18,3	18,7	19,1	19,5	19,9	20,3
11,6	13,5	14,0	14,4	14,9	15,3	15,8	16,2	16,6	17,1	17,5	17,9	18,3	18,7	19,1	19,5
11,8	12,8	13,2	13,7	14,1	14,6	15,0	15,4	15,9	16,3	16,8	17,2	17,6	18,0	18,4	18,8
12°	12,0	12,5	12,9	13,4	13,8	14,3	14,7	15,1	15,6	16,0	16,4	16,8	17,2	17,7	18,1
12,2	11,3	11,7	12,1	12,6	13,0	13,4	13,8	14,2	14,6	15,0	15,4	15,9	16,4	16,8	17,3
12,4	10,6	11,0	11,4	11,7	12,1	12,5	12,9	13,3	13,7	14,1	14,5	15,0	15,6	16,1	16,7
12,6	10,0	10,3	10,6	10,9	11,2	11,5	11,9	12,3	12,7	13,1	13,5	14,1	14,7	15,3	15,9
12,8	9,3	9,6	9,8	10,1	10,3	10,6	11,0	11,4	11,8	12,2	12,6	13,3	13,9	14,6	15,2
13°	8,6	8,8	9,0	9,3	9,5	9,7	10,1	10,5	10,8	11,2	11,6	12,3	13,0	13,8	14,5
13,2	8,0	8,3	8,5	8,8	9,0	9,3	9,7	10,7	10,5	10,9	11,3	12,0	12,6	13,3	13,9
13,4	7,4	7,7	8,0	8,4	8,7	9,0	9,4	9,8	10,2	10,6	11,0	11,6	12,2	12,8	13,4
13,6	6,8	7,2	7,5	7,9	8,2	8,6	9,0	9,5	9,9	10,4	10,8	11,3	11,8	12,4	12,9
13,8	6,2	6,6	7,0	7,5	7,9	8,3	8,7	9,2	9,6	10,1	10,5	11,0	11,4	11,9	12,3
14°	5,6	6,1	6,5	7,0	7,4	7,9	8,4	8,8	9,3	9,7	10,2	10,6	11,0	11,4	11,8
14,2	5,1	5,6	6,0	6,5	6,9	7,4	7,9	8,3	8,8	9,2	9,7	10,1	10,5	10,9	11,3
14,4	4,5	5,0	5,5	5,9	6,4	6,9	7,3	7,8	8,2	8,7	9,1	9,5	9,9	10,4	10,8
14,6	4,0	4,5	4,9	5,4	5,8	6,3	6,8	7,2	7,7	8,1	8,6	9,0	9,4	9,8	10,2
14,8	3,4	3,9	4,4	4,8	5,3	5,8	6,2	6,7	7,1	7,6	8,0	8,4	8,8	9,3	9,7
15°	2,9	3,4	3,9	4,3	4,8	5,3	5,7	6,2	6,6	7,1	7,5	7,9	8,3	8,8	9,2
15,2	2,4	2,9	3,4	3,8	4,3	4,8	5,2	5,7	6,1	6,6	7,0	7,4	7,8	8,3	8,9
15,4	1,9	2,4	2,9	3,3	3,8	4,3	4,7	5,2	5,6	6,1	6,5	6,9	7,3	7,8	8,2
15,6	1,5	2,0	2,5	2,9	3,4	3,9	4,3	4,8	5,2	5,7	6,1	6,5	6,9	7,4	7,8
15,8	1,0	1,5	2,0	2,4	2,9	3,4	3,8	4,3	4,7	5,2	5,6	6,0	6,4	6,9	7,3
16°	0,5	1,0	1,5	1,9	2,4	2,9	3,3	3,8	4,2	4,7	5,1	5,5	5,9	6,4	6,8
16,2						2,5	2,9	3,4	3,8	4,3	4,7	5,1	5,5	6,0	6,4
16,4						2,0	2,5	2,9	3,4	3,8	4,3	4,7	5,1	5,5	5,9
16,6						1,6	2,0	2,5	2,9	3,4	3,8	4,2	4,6	5,1	5,5
16,8						1,1	1,6	2,0	2,5	2,9	3,4	3,8	4,2	4,6	5,0
17°						0,7	1,2	1,6	2,1	2,5	3,0	3,4	3,8	4,2	4,6
17,2											2,6	3,0	3,4	3,8	4,2
17,4											2,2	2,6	3,0	3,4	3,8
17,6											1,8	2,2	2,6	3,1	3,5
17,8											1,4	1,8	2,2	2,7	3,1
18°											1,0	1,4	1,8	2,3	2,7
18,2															
18,4															
18,6															
18,8															
19°															
19,2															
19,4															
19,6															
19,8															
20°															

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

T_s-T_h \ T_h	11°	11,2	11,4	11,6	11,8	12°	12,2	12,4	12,6	12,8	13°	13,2	13,4	13,6	13,8
10°	26,1	26,5	26,9	27,2	27,6	28,0	28,4	28,7	29,1	29,4	29,8	30,1	30,4	30,8	31,1
10,2	25,3	25,7	26,1	26,4	26,8	27,2	27,6	27,9	28,3	28,6	29,0	29,3	29,6	30,0	30,3
10,4	24,5	24,9	25,3	25,6	26,0	26,4	26,8	27,1	27,5	27,8	28,2	28,5	28,8	29,2	29,5
10,6	23,7	24,1	24,5	24,8	25,2	25,6	26,0	26,3	26,7	27,0	27,4	27,7	28,1	28,4	28,8
10,8	22,9	23,3	23,7	24,0	24,4	24,8	25,2	25,5	25,9	26,2	26,6	26,9	27,3	27,6	28,0
11°	22,1	22,5	22,9	23,2	23,6	24,0	24,4	24,7	25,1	25,4	25,8	26,1	26,5	26,8	27,2
11,2	21,4	21,8	22,2	22,5	22,9	23,3	23,7	24,0	24,4	24,7	25,1	25,4	25,8	26,1	26,5
11,4	20,7	21,1	21,5	21,8	22,2	22,6	23,0	23,3	23,7	24,0	24,4	24,7	25,1	25,4	25,8
11,6	19,9	20,3	20,7	21,0	21,4	21,8	22,2	22,6	22,9	23,3	23,7	24,0	24,4	24,7	25,1
11,8	19,2	19,6	20,0	20,3	20,7	21,1	21,5	21,9	22,2	22,6	23,0	23,3	23,7	24,0	24,4
12°	18,5	18,9	19,3	19,6	20,0	20,4	20,8	21,2	21,5	21,9	22,3	22,6	23,0	23,3	23,7
12,2	17,8	18,2	18,6	19,0	19,4	19,8	20,2	20,5	20,9	21,2	21,6	21,9	22,3	22,6	23,0
12,4	17,2	17,6	18,0	18,3	18,7	19,1	19,5	19,9	20,2	20,6	21,0	21,3	21,7	22,0	22,4
12,6	16,5	16,9	17,3	17,7	18,1	18,5	18,9	19,2	19,6	19,9	20,3	20,6	21,0	21,3	21,7
12,8	15,9	16,3	16,7	17,0	17,4	17,8	18,2	18,6	18,9	19,3	19,7	20,0	20,4	20,7	21,1
13°	15,2	15,6	16,0	16,4	16,8	17,2	17,6	17,9	18,3	18,6	19,0	19,3	19,7	20,0	20,4
13,2	14,6	15,0	15,4	15,8	16,2	16,6	17,0	17,3	17,7	18,0	18,4	18,7	19,1	19,4	19,8
13,4	14,0	14,4	14,8	15,2	15,6	16,0	16,4	16,7	17,1	17,4	17,8	18,1	18,5	18,8	19,2
13,6	13,4	13,8	14,2	14,6	15,0	15,4	15,8	16,1	16,5	16,8	17,2	17,6	17,9	18,3	18,6
13,8	12,8	13,2	13,6	14,0	14,4	14,8	15,2	15,5	15,9	16,2	16,6	17,0	17,3	17,7	18,0
14°	12,2	12,6	13,0	13,4	13,8	14,2	14,6	14,9	15,3	15,6	16,0	16,4	16,7	17,1	17,4
14,2	11,7	12,1	12,5	12,9	13,3	13,7	14,1	14,4	14,8	15,1	15,5	15,9	16,2	16,6	16,9
14,4	11,2	11,6	12,0	12,4	12,8	13,2	13,6	13,9	14,3	14,6	15,0	15,4	15,7	16,1	16,4
14,6	10,6	11,0	11,4	11,8	12,2	12,6	13,0	13,3	13,7	14,0	14,4	14,8	15,1	15,5	15,8
14,8	10,1	10,5	10,9	11,3	11,7	12,1	12,5	12,8	13,2	13,5	13,9	14,3	14,6	15,0	15,3
15°	9,6	10,0	10,4	10,8	11,2	11,6	12,0	12,3	12,7	13,0	13,4	13,8	14,1	14,5	14,8
15,2	9,1	9,5	9,9	10,3	10,7	11,1	11,5	11,8	12,2	12,5	12,9	13,3	13,6	14,0	14,3
15,4	8,6	9,0	9,4	9,8	10,2	10,6	11,0	11,3	11,7	12,0	12,4	12,8	13,1	13,5	13,8
15,6	8,2	8,6	9,0	9,4	9,8	10,2	10,6	10,9	11,3	11,6	12,0	12,3	12,7	13,0	13,4
15,8	7,7	8,1	8,5	8,9	9,3	9,7	10,1	10,4	10,8	11,1	11,5	11,8	12,2	12,5	12,9
16°	7,2	7,6	8,0	8,4	8,8	9,2	9,6	9,9	10,3	10,6	11,0	11,3	11,7	12,0	12,4
16,2	6,8	7,2	7,6	8,0	8,4	8,8	9,2	9,5	9,9	10,2	10,6	10,9	11,3	11,6	12,0
16,4	6,3	6,7	7,1	7,5	7,9	8,3	8,7	9,0	9,4	9,7	10,1	10,5	10,8	11,2	11,5
16,6	5,9	6,3	6,7	7,1	7,5	7,9	8,3	8,6	9,0	9,3	9,7	10,0	10,4	10,7	11,1
16,8	5,4	5,8	6,2	6,6	7,0	7,4	7,8	8,1	8,5	8,8	9,2	9,6	9,9	10,3	10,6
17°	5,0	5,4	5,8	6,2	6,6	7,0	7,4	7,7	8,1	8,4	8,8	9,2	9,5	9,9	10,2
17,2	4,6	5,0	5,4	5,9	6,3	6,7	7,0	7,4	7,7	8,1	8,4	8,8	9,1	9,5	9,8
17,4	4,2	4,7	5,1	5,6	6,0	6,5	6,8	7,1	7,4	7,7	8,0	8,4	8,7	9,1	9,4
17,6	3,9	4,4	4,8	5,3	5,7	6,2	6,5	6,8	7,1	7,4	7,7	8,0	8,4	8,7	9,1
17,8	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,3	6,5	6,8	7,0	7,3	7,6	8,0	8,3	8,7
18°	3,1	3,6	4,1	4,7	5,2	5,7	5,9	6,2	6,4	6,7	6,9	7,2	7,6	7,9	8,3
18,2	2,8	3,3	3,8	4,2	4,7	5,2	5,5	5,7	6,0	6,2	6,5	6,8	7,2	7,5	7,9
18,4	2,4	2,9	3,3	3,8	4,2	4,7	5,0	5,3	5,6	5,9	6,2	6,5	6,9	7,2	7,6
18,6	2,1	2,5	3,0	3,4	3,9	4,3	4,6	4,9	5,2	5,5	5,8	6,1	6,5	6,8	7,2
18,8	1,7	2,1	2,5	3,0	3,4	3,8	4,1	4,5	4,8	5,2	5,5	5,8	6,2	6,5	6,9
19°	1,4	1,8	2,2	2,5	2,9	3,3	3,7	4,0	4,4	4,7	5,1	5,4	5,8	6,1	6,5
19,2						3,0	3,4	3,7	4,1	4,4	4,8	5,1	5,5	5,8	6,2
19,4						2,7	3,1	3,4	3,8	4,1	4,5	4,8	5,2	5,5	5,9
19,6						2,8	2,7	3,0	3,4	3,7	4,1	4,4	4,8	5,1	5,5
19,8						2,0	2,4	2,7	3,1	3,4	3,8	4,1	4,5	4,8	5,2
20°						1,7	2,1	2,4	2,8	3,1	3,5	3,8	4,2	4,5	4,9

BCU IAȘI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

T_s-T_h \ T_h	14°	14,2	14,4	14,6	14,8	15°	15,2	15,4	15,6	15,8	16°	16,2	16,4	16,6	16,8
10°	31,4	31,7	32,0	32,4	32,7	33,0	33,3	33,6	33,8	34,1	34,4	34,7	35,0	35,2	35,5
10,2	30,6	30,9	31,2	31,6	31,9	32,2	32,5	32,8	33,0	33,3	33,6	33,9	34,2	34,4	34,7
10,4	29,8	30,1	30,4	30,8	31,1	31,4	31,5	32,0	32,3	32,6	32,9	33,2	33,5	33,7	34,0
10,6	29,1	29,4	29,7	30,1	30,4	30,7	31,0	31,3	31,5	31,8	32,1	32,4	32,7	32,9	33,2
10,8	28,3	28,6	28,9	29,3	29,6	29,9	30,2	30,5	30,8	31,1	31,4	31,7	32,0	32,2	32,5
11°	27,5	27,8	28,1	28,5	28,8	29,1	29,4	29,7	30,0	30,3	30,6	30,9	31,2	31,4	31,7
11,2	26,8	27,1	27,4	27,8	28,1	28,4	28,7	29,0	29,3	29,6	29,9	30,2	30,5	30,7	31,0
11,4	26,1	26,4	26,7	27,1	27,4	27,7	28,0	28,3	28,6	28,9	29,2	29,5	29,8	30,0	30,3
11,6	25,4	25,7	26,0	26,4	26,7	27,0	27,3	27,6	27,9	28,2	28,5	28,8	29,1	29,4	29,7
11,8	24,7	25,0	25,3	25,7	26,0	26,3	26,6	26,9	27,2	27,5	27,8	28,1	28,4	28,7	29,0
12°	24,0	24,3	24,6	25,0	25,3	25,6	25,9	26,2	26,5	26,8	27,1	27,4	27,7	28,0	28,3
12,2	23,3	23,6	24,0	24,3	24,7	25,0	25,3	25,6	25,9	26,2	26,5	26,8	27,1	27,4	27,7
12,4	22,7	23,0	23,3	23,7	24,0	24,3	24,6	24,9	25,3	25,6	25,9	26,2	26,5	26,7	27,0
12,6	22,0	22,3	22,7	23,0	23,4	23,7	24,0	24,3	24,6	24,9	25,2	25,5	25,8	26,1	26,4
12,8	21,4	21,7	22,0	22,4	22,7	23,0	23,3	23,6	24,0	24,3	24,6	24,9	25,2	25,4	25,7
13°	20,7	21,0	21,4	21,7	22,1	22,4	22,7	23,0	23,4	23,7	24,0	24,3	24,6	24,8	25,1
13,2	20,1	20,4	20,8	21,1	21,5	21,8	22,1	22,4	22,8	23,1	23,4	23,7	24,0	24,2	24,5
13,4	19,5	19,8	20,2	20,5	20,9	21,2	21,5	21,8	22,2	22,5	22,8	23,1	23,4	23,7	24,0
13,6	19,0	19,3	19,7	20,0	20,4	20,7	21,0	21,3	21,7	22,0	22,3	22,6	22,9	23,1	23,4
13,8	18,4	18,7	19,1	19,4	19,8	20,1	20,4	20,7	21,1	21,4	21,7	22,0	22,3	22,6	22,9
14°	17,8	18,1	18,5	18,8	19,2	19,5	19,8	20,1	20,5	20,8	21,1	21,4	21,7	22,0	22,3
14,2	17,3	17,6	18,0	18,3	18,7	19,0	19,3	19,6	20,0	20,3	20,6	20,9	21,2	21,5	21,8
14,4	16,8	17,1	17,4	17,8	18,1	18,4	18,7	19,0	19,4	19,7	20,0	20,3	20,6	20,9	21,2
14,6	16,2	16,5	16,9	17,2	17,6	17,9	18,2	18,5	18,9	19,2	19,5	19,8	20,1	20,4	20,7
14,8	15,7	16,0	16,3	16,7	17,0	17,3	17,6	17,9	18,3	18,6	18,9	19,2	19,5	19,8	20,1
15°	15,2	15,5	15,8	16,2	16,5	16,8	17,1	17,4	17,8	18,1	18,4	18,7	19,0	19,3	19,6
15,2	14,7	15,0	15,3	15,7	16,0	16,3	16,6	16,9	17,3	17,6	17,9	18,2	18,5	18,8	19,1
15,4	14,2	14,5	14,8	15,2	15,5	15,8	16,1	16,4	16,8	17,1	17,4	17,7	18,0	18,3	18,6
15,6	13,7	14,0	14,4	14,7	15,1	15,4	15,7	16,0	16,4	16,7	17,0	17,3	17,6	17,9	18,2
15,8	13,2	13,5	13,9	14,2	14,6	14,9	15,2	15,5	15,9	16,2	16,5	16,8	17,1	17,4	17,7
16°	12,7	13,0	13,4	13,7	14,1	14,4	14,7	15,0	15,4	15,7	16,0	16,3	16,6	16,9	17,2
16,2	12,3	12,6	13,0	13,3	13,7	14,0	14,3	14,6	15,0	15,3	15,6	15,9	16,2	16,5	16,8
16,4	11,9	12,2	12,5	12,9	13,2	13,5	13,8	14,1	14,5	14,8	15,1	15,4	15,7	16,0	16,3
16,6	11,4	11,7	12,1	12,4	12,8	13,1	13,4	13,6	14,1	14,4	14,7	15,0	15,3	15,6	15,9
16,8	11,0	11,3	11,6	12,0	12,3	12,6	12,9	13,2	13,6	13,9	14,2	14,5	14,8	15,1	15,4
17°	10,6	10,9	11,2	11,6	11,9	12,2	12,5	12,8	13,2	13,5	13,8	14,1	14,4	14,7	15,0
17,2	10,2	10,5	10,8	11,2	11,5	11,8	12,1	12,4	12,8	13,1	13,4	13,7	14,0	14,3	14,6
17,4	9,8	10,1	10,4	10,8	11,1	11,4	11,7	12,0	12,4	12,7	13,0	13,3	13,6	13,9	14,2
17,6	9,4	9,7	10,0	10,4	10,7	11,0	11,3	11,6	12,0	12,3	12,6	12,9	13,2	13,5	13,8
17,8	9,0	9,3	9,6	10,0	10,3	10,6	10,9	11,2	11,6	11,9	12,2	12,5	12,8	13,1	13,4
18°	8,6	8,9	9,2	9,6	9,9	10,2	10,5	10,8	11,2	11,5	11,8	12,1	12,4	12,7	13,0
18,2	8,2	8,5	8,9	9,2	9,6	9,9	10,2	10,5	10,8	11,1	11,4	11,7	12,0	12,3	12,6
18,4	7,9	8,2	8,5	8,9	9,2	9,5	9,8	10,1	10,5	10,8	11,1	11,4	11,7	12,0	12,3
18,6	7,5	7,8	8,2	8,5	8,9	9,2	9,5	9,8	10,1	10,4	10,7	11,0	11,3	11,6	11,9
18,8	7,2	7,5	7,8	8,2	8,5	8,8	9,1	9,4	9,8	10,1	10,4	10,7	11,0	11,3	11,6
19°	6,8	7,1	7,5	7,8	8,2	8,5	8,8	9,1	9,4	9,7	10,0	10,3	10,6	10,9	11,2
19,2	6,5	6,8	7,2	7,5	7,9	8,2	8,5	8,8	9,1	9,4	9,7	10,0	10,3	10,6	10,9
19,4	6,2	6,5	6,8	7,2	7,5	7,8	8,1	8,4	8,8	9,1	9,4	9,7	10,0	10,2	10,5
19,6	5,8	6,1	6,5	6,8	7,2	7,5	7,8	8,1	8,4	8,7	9,0	9,3	9,6	9,9	10,2
19,8	5,5	5,8	6,1	6,5	6,8	7,1	7,4	7,7	8,1	8,4	8,7	9,0	9,3	9,5	9,8
20°	5,2	5,5	5,8	6,2	6,5	6,8	7,1	7,4	7,8	8,1	8,4	8,7	9,0	9,2	9,5

BOU IASI CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

T_s-T_h \ T_h	17°	17,2	17,4	17,6	17,8	18°	18,2	18,4	18,6	18,8	19°	19,2	19,4	19,6	19,8
10°	35,8	36,1	36,3	36,6	36,8	37,1	37,4	37,6	37,9	38,1	38,4	38,6	38,8	39,1	39,3
10,2	35,0	35,3	35,6	35,8	36,1	36,4	36,7	36,9	37,2	37,4	37,7	37,9	38,1	38,4	38,6
10,4	34,3	34,6	34,8	35,1	35,3	35,6	35,9	36,1	36,4	36,6	36,9	37,1	37,4	37,6	37,9
10,6	33,5	33,8	34,1	34,3	34,6	34,9	35,2	35,4	35,7	35,9	36,2	36,4	36,6	36,9	37,1
10,8	32,8	33,1	33,3	33,6	33,8	34,1	34,4	34,6	34,9	35,1	35,4	35,6	35,9	36,1	36,4
11°	32,0	32,3	32,6	32,8	33,1	33,4	33,7	33,9	34,2	34,4	34,7	34,9	35,2	35,4	35,7
11,2	31,3	31,6	31,9	32,1	32,4	32,7	33,0	33,2	33,5	33,7	34,0	34,2	34,5	34,7	34,9
11,4	30,6	30,9	31,2	31,4	31,7	32,0	32,3	32,5	32,8	33,0	33,3	33,5	33,8	34,0	34,3
11,6	30,0	30,3	30,6	30,8	31,1	31,4	31,7	31,9	32,2	32,4	32,7	32,9	33,2	33,4	33,7
11,8	29,3	29,6	29,9	30,1	30,4	30,7	31,0	31,2	31,5	31,7	32,0	32,2	32,5	32,7	33,0
12°	28,6	28,9	29,2	29,4	29,7	30,0	30,3	30,5	30,8	31,0	31,3	31,5	31,8	32,0	32,3
12,2	28,0	28,3	28,6	28,8	29,1	29,4	29,7	29,9	30,2	30,4	30,7	30,9	31,2	31,4	31,7
12,4	27,3	27,6	27,9	28,1	28,4	28,7	29,0	29,3	29,5	29,8	30,1	30,3	30,6	30,8	31,1
12,6	26,7	27,0	27,3	27,5	27,8	28,1	28,4	28,6	28,9	29,1	29,4	29,6	29,9	30,1	30,4
12,8	26,0	26,3	26,6	26,8	27,1	27,4	27,7	27,9	28,2	28,5	28,8	29,0	29,3	29,5	29,8
13°	25,4	25,7	25,9	26,2	26,5	26,8	27,1	27,4	27,6	27,9	28,2	28,4	28,7	28,9	29,2
13,2	24,8	25,1	25,4	25,6	25,9	26,2	26,5	26,8	27,0	27,3	27,6	27,8	28,1	28,3	28,6
13,4	24,3	24,6	24,8	25,1	25,3	25,6	25,9	26,2	26,4	26,7	27,0	27,3	27,5	27,8	28,0
13,6	23,7	24,0	24,3	24,5	24,8	25,1	25,4	25,7	25,9	26,2	26,5	26,7	27,0	27,2	27,5
13,8	23,2	23,5	23,7	24,0	24,2	24,5	24,8	25,1	25,3	25,6	25,9	26,2	26,4	26,7	26,9
14°	22,6	22,9	23,1	23,4	23,6	23,9	24,2	24,5	24,7	25,0	25,3	25,6	25,8	26,1	26,3
14,2	22,1	22,4	22,6	22,9	23,1	23,4	23,7	24,0	24,2	24,5	24,8	25,1	25,3	25,6	25,8
14,4	21,5	21,8	22,1	22,3	22,6	22,9	23,2	23,4	23,7	23,9	24,2	24,5	24,8	25,0	25,3
14,6	21,0	21,3	21,6	21,8	22,1	22,4	22,7	22,9	23,2	23,4	23,7	23 9	24,2	24,5	24,7
14,8	20,4	20,7	21,0	21,3	21,6	21,9	22,1	22,4	22,6	22,9	23,1	23,4	23,7	23,9	24,2
15°	19,9	20,2	20,5	20,8	21,1	21,4	21,6	21,9	22,1	22,4	22,6	22,9	23,2	23,4	23,7
15,2	19,4	19,7	20,0	20,3	20,6	20,9	21,1	21,4	21,6	21,9	22,1	22,4	22,7	22,9	23,2
15,4	18,9	19,2	19,5	19,8	20,1	20,4	20,7	20,9	21,2	21,4	21,7	21,9	22,2	22,5	22,7
15,6	18,5	18,8	19,1	19,3	19,6	19,9	20,2	20,4	20,7	20,9	21,2	21,5	21,7	22,0	22,3
15,8	18,0	18,3	18,6	18,8	19,1	19,4	19,7	19,9	20,2	20,5	20,8	21,1	21,3	21,6	21,8
16°	17,5	17,8	18,1	18,3	18,6	18,9	19,2	19,5	19,7	20,0	20,3	20,6	20,8	21,1	21,3
16,2	17,1	17,4	17,7	17,9	18,2	18,5	18,8	19,1	19,3	19,6	19,9	20,1	20,4	20,6	20,8
16,4	16,6	16,9	17,2	17,4	17,7	18,0	18,3	18,6	18,8	19,1	19,4	19,7	19,9	20,2	20,4
16,6	16,2	16,5	16,8	17,0	17,3	17,6	17,9	18,2	18,4	18,7	19,0	19,2	19,5	19,7	20,0
16,8	15,7	16,0	16,3	16,5	16,8	17,1	17,4	17,7	17,9	18,2	18,5	18,8	19,0	19,3	19,5
17°	15,3	15,6	15,9	16,1	16,4	16,7	17,0	17,3	17,5	17,8	18,1	18,3	18,6	18,8	19,1
17,2	14,9	15,2	15,5	15,7	16,0	16,3	16,6	16,9	17,1	17,4	17,7	17,9	18,2	18,4	18,7
17,4	14,5	14,8	15,1	15,3	15,6	15,9	16,2	16,5	16,7	17,0	17,3	17,5	17,8	18,0	18,3
17,6	14,1	14,4	14,7	14,9	15,2	15,5	15,8	16,1	16,3	16,6	16,9	17,1	17,4	17,6	17,9
17,8	13,7	14,0	14,3	14,5	14,8	15,1	15,4	15,7	15,9	16,2	16,5	16,7	17,0	17,2	17,5
18°	13,3	13,6	13,9	14,1	14,4	14,7	15,0	15,3	15,5	15,8	16,1	16,3	16,6	16,8	17,1
18,2	12,9	13,2	13,5	13,7	14,0	14 3	14,6	14,9	15,1	15,4	15,7	15,9	16,2	16,4	16,7
18,4	12,6	12,9	13,2	13,4	13,7	14,0	14,3	14,6	14,8	15,1	15,3	15,6	15,8	16,1	16,3
18,6	12,2	12,5	12,9	13,0	13,3	13,6	13,9	14,2	14,4	14,7	15,0	15,2	15,5	15,7	15,9
18,8	11,9	12,2	12,5	12,7	13,0	13,3	13,6	13,8	14,1	14,4	14,6	14,9	15,1	15,4	15,6
19°	11,5	11,8	12,1	12,3	12,6	12,9	13,2	13,5	13,7	14,0	14,2	14,5	14,7	15,0	15,2
19,2	11,2	11,5	11,8	12,0	12,3	12,6	12,9	13,2	13,4	13,7	13,9	14,2	14,5	14,7	15,0
19,4	10,8	11,1	11,4	11,6	11,9	12,2	12,5	12,7	13,0	13,2	13,5	13,8	14,0	14,3	14,5
19,6	10,5	10,8	11,1	11,3	11,6	11,9	12,2	12,4	12,7	12,9	13,2	13,5	13,7	14,0	14,2
19,8	10,1	10,4	10,7	10,9	11,2	11,5	11,8	12,1	12,3	12,6	12,8	13,1	13,3	13,6	13,8
20°	9,8	10,1	10,4	10,6	10,9	11,2	11,5	11,8	12,0	12,3	12,5	12,8	13,0	13,3	13,5

BOUWCENTRUM UNIVERSITY LIBRARY

T_s-T_h \ T_h	20°	20,2	20,4	20,6	20,8	21°	21,2	21,4	21,6	21,8	22°	22,2	22,4	22,6	22,8
10°	39,5	39,7	39,9	40,2	40,4	40,6	40,8	41,0	41,3	41,5	41,7	41,9	42,1	42,3	42,5
10,2	38,8	39,0	39,2	39,5	39,7	39,9	40,1	40,3	40,6	40,8	41,0	41,2	41,4	41,6	41,8
10,4	38,1	38,3	38,5	38,8	39,0	39,2	39,4	39,6	39,9	40,1	40,3	40,5	40,7	40,9	41,1
10,6	37,3	37,5	37,7	38,0	38,2	38,4	38,6	38,8	39,1	39,3	39,5	39,7	39,9	40,1	40,3
10,8	36,6	36,8	37,0	37,3	37,5	37,7	37,9	38,1	38,4	38,6	38,8	39,0	39,2	39,4	39,6
11°	35,9	36,1	36,3	36,6	36,8	37,0	37,2	37,4	37,7	37,9	38,1	38,3	38,5	38,7	38,9
11,2	35,2	35,4	35,6	35,9	36,1	36,3	36,5	36,7	37,0	37,2	37,4	37,6	37,8	38,0	38,2
11,4	34,5	34,7	35,0	35,2	35,5	35,7	35,9	36,1	36,4	36,6	36,8	37,0	37,2	37,4	37,6
11,6	33,9	34,1	34,3	34,6	34,8	35,0	35,2	35,4	35,7	35,9	36,1	36,3	36,5	36,7	36,9
11,8	33,2	33,4	33,7	33,9	34,2	34,4	34,6	34,8	35,1	35,3	35,5	35,7	35,9	36,1	36,3
12°	32,5	32,7	33,0	33,2	33,5	33,7	33,9	34,1	34,4	34,6	34,8	35,0	35,2	35,4	35,6
12,2	31,9	32,1	32,4	32,6	32,9	33,1	33,3	33,5	33,8	34,0	34,2	34,4	34,6	34,8	35,0
12,4	31,3	31,5	31,8	32,0	32,3	32,5	32,7	32,9	33,2	33,4	33,6	33,8	34,0	34,2	34,4
12,6	30,6	30,8	31,2	31,3	31,6	31,8	32,0	32,2	32,5	32,7	32,9	33,1	33,3	33,6	33,8
12,8	30,0	30,2	30,5	30,7	31,0	31,2	31,4	31,6	31,9	32,1	32,3	32,5	32,7	32,9	33,2
13°	29,4	29,6	29,9	30,1	30,4	30,6	30,8	31,0	31,3	31,5	31,7	31,9	32,1	32,4	32,6
13,2	28,8	29,0	29,3	29,5	29,8	30,0	30,2	30,4	30,7	30,9	31,1	31,3	31,5	31,8	32,0
13,4	28,3	28,5	28,8	29,0	29,3	29,5	29,7	29,9	30,2	30,4	30,6	30,8	31,0	31,3	31,5
13,6	27,7	27,9	28,2	28,4	28,7	28,9	29,1	29,3	29,6	29,8	30,0	30,2	30,4	30,7	30,9
13,8	27,2	27,4	27,7	27,9	28,2	28,4	28,6	28,8	29,1	29,3	29,5	29,7	29,9	30,2	30,4
14°	26,6	26,8	27,1	27,3	27,6	27,8	28,0	28,2	28,5	28,7	28,9	29,1	29,3	29,6	29,8
14,2	26,1	26,3	26,6	26,8	27,1	27,3	27,5	27,7	27,9	28,1	28,3	28,5	28,8	29,0	29,3
14,4	25,6	25,8	26,1	26,3	26,6	26,8	27,0	27,2	27,5	27,7	27,9	28,1	28,3	28,6	28,8
14,6	25,0	25,2	25,5	25,7	25,9	26,2	26,4	26,6	26,9	27,1	27,3	27,5	27,7	27,9	28,2
14,8	24,5	24,7	25,0	25,2	25,5	25,7	25,9	26,1	26,4	26,6	26,8	27,0	27,2	27,5	27,7
15°	24,0	24,2	24,5	24,7	24,9	25,2	25,4	25,6	25,9	26,1	26,3	26,5	26,7	26,9	27,2
15,2	23,5	23,7	24,0	24,2	24,5	24,7	24,9	25,1	25,4	25,6	25,8	26,0	26,2	26,5	26,7
15,4	23,0	23,2	23,5	23,7	23,9	24,2	24,4	24,7	24,9	25,2	25,4	25,6	25,8	26,1	26,3
15,6	22,6	22,8	23,1	23,3	23,6	23,8	24,0	24,2	24,5	24,7	24,9	25,1	25,3	25,6	25,8
15,8	22,1	22,3	22,6	22,8	23,1	23,3	23,5	23,8	24,0	24,3	24,5	24,7	24,9	25,2	25,4
16°	21,6	21,8	22,1	22,3	22,6	22,8	23,0	23,3	23,5	23,8	24,0	24,2	24,4	24,6	24,9
16,2	21,1	21,4	21,6	21,9	22,1	22,4	22,6	22,9	23,1	23,4	23,6	23,8	24,0	24,2	24,4
16,4	20,7	20,9	21,2	21,4	21,7	21,9	22,1	22,4	22,6	22,9	23,1	23,3	23,5	23,8	24,0
16,6	20,2	20,5	20,7	21,0	21,3	21,5	21,8	22,0	22,2	22,5	22,7	22,9	23,2	23,4	23,6
16,8	19,8	20,0	20,3	20,5	20,8	21,0	21,2	21,5	21,7	22,0	22,2	22,4	22,6	22,9	23,1
17°	19,3	19,6	19,8	20,1	20,3	20,6	20,8	21,1	21,3	21,6	21,8	22,0	22,2	22,5	22,7
17,2	18,9	19,2	19,4	19,7	19,9	20,2	20,4	20,7	20,9	21,2	21,4	21,6	21,8	22,0	22,3
17,4	18,5	18,8	19,0	19,3	19,5	19,8	20,0	20,2	20,5	20,7	20,9	21,1	21,4	21,6	21,9
17,6	18,1	18,3	18,6	18,8	19,1	19,3	19,5	19,8	20,0	20,3	20,5	20,7	20,9	21,2	21,4
17,8	17,7	17,9	18,2	18,4	18,7	18,9	19,1	19,4	19,6	19,9	20,1	20,3	20,5	20,8	21,0
18°	17,3	17,5	17,8	18,0	18,3	18,5	18,7	19,0	19,2	19,5	19,7	19,9	20,1	20,4	20,5
18,2	16,9	17,1	17,4	17,6	17,9	18,1	18,3	18,6	18,8	19,1	19,3	19,5	19,7	19,9	20,2
18,4	16,6	16,8	17,1	17,3	17,6	17,8	18,0	18,3	18,5	18,8	19,0	19,2	19,4	19,7	19,9
18,6	16,2	16,4	16,7	16,9	17,2	17,4	17,6	17,9	18,1	18,4	18,6	18,8	19,0	19,3	19,5
18,8	15,9	16,1	16,4	16,6	16,9	17,1	17,3	17,6	17,8	18,1	18,3	18,5	18,7	18,9	19,2
19°	15,5	15,8	16,0	16,3	16,5	16,7	16,9	17,2	17,4	17,6	17,9	18,1	18,3	18,6	18,8
19,2	15,2	15,4	15,7	15,9	16,2	16,4	16,6	16,8	17,1	17,3	17,5	17,7	17,9	18,2	18,4
19,4	14,8	15,0	15,3	15,5	15,8	16,0	16,2	16,5	16,7	17,0	17,2	17,4	17,6	17,9	18,1
19,6	14,5	14,7	15,0	15,2	15,5	15,7	15,9	16,2	16,4	16,6	16,8	17,0	17,2	17,5	17,7
19,8	14,1	14,3	14,6	14,8	15,1	15,3	15,5	15,8	16,0	16,2	16,4	16,6	16,8	17,1	17,3
20°	13,8	14,0	14,3	14,5	14,8	15,0	15,2	15,4	15,7	15,9	16,1	16,3	16,5	16,8	17,0

BUNDESANSTALT FÜR BODENFORSCHUNG

T_s / T_s-T_h	23°	23,2	23,4	23,6	23,8	24°	24,2	24,4	24,6	24,8	25°	25,2	25,4	25,6	25,8
10°	42,7	42,9	43,1	43,3	43,5	43,7	43,9	44,1	44,3	44,4	44,6	44,8	45,0	45,2	45,3
10,2	42,0	42,2	42,4	42,6	42,8	43,0	43,2	43,4	43,6	43,7	43,9	44,1	44,3	44,5	44,7
10,4	41,3	41,5	41,7	41,9	42,1	42,3	42,5	42,7	42,8	43,0	43,2	43,4	43,6	43,7	43,9
10,6	40,5	40,7	40,9	41,1	41,3	41,5	41,7	41,9	42,1	42,3	42,5	42,7	42,9	43,0	43,2
10,8	39,8	40,0	40,2	40,4	40,6	40,8	41,0	41,2	41,4	41,6	41,8	42,0	42,2	42,3	42,5
11°	39,1	39,3	39,5	39,7	39,9	40,1	40,3	40,5	40,7	40,9	41,1	41,3	41,5	41,6	41,8
11,2	38,4	38,6	38,8	39,0	39,2	39,4	39,6	39,8	40,0	40,2	40,4	40,6	40,8	41,0	41,2
11,4	37,8	38,0	38,2	38,4	38,6	38,8	39,0	39,2	39,4	39,6	39,8	40,0	40,2	40,3	40,5
11,6	37,1	37,3	37,5	37,7	37,9	38,1	38,3	38,5	38,7	38,9	39,1	39,3	39,5	39,7	39,9
11,8	36,5	36,7	36,9	37,0	37,2	37,4	37,6	37,8	38,1	38,3	38,5	38,7	38,9	39,0	39,2
12°	35,8	36,0	36,2	36,4	36,6	36,8	37,0	37,2	37,4	37,6	37,8	38,0	38,2	38,4	38,6
12,2	35,2	35,4	35,6	35,8	36,0	36,2	36,4	36,6	36,8	37,0	37,2	37,4	37,6	37,8	38,0
12,4	34,6	34,8	35,0	35,2	35,4	35,6	35,8	36,0	36,2	36,4	36,6	36,8	37,0	37,2	37,4
12,6	34,0	34,2	34,4	34,7	34,9	35,1	35,3	35,5	35,7	35,9	36,1	36,3	36,5	36,6	36,8
12,8	33,4	33,6	33,8	34,1	34,3	34,5	34,7	34,9	35,1	35,3	35,5	35,7	35,9	36,0	36,2
13°	32,8	33,0	33,2	33,5	33,7	33,9	34,1	34,3	34,5	34,7	34,9	35,1	35,3	35,4	35,6
13,2	32,3	32,4	32,6	32,9	33,1	33,3	33,5	33,7	33,9	34,1	34,3	34,5	34,7	34,9	35,1
13,4	31,7	31,9	32,1	32,4	32,6	32,8	33,0	33,2	33,4	33,6	33,8	34,0	34,2	34,3	34,5
13,6	31,1	31,3	31,5	31,8	32,0	32,2	32,4	32,6	32,8	33,0	33,2	33,4	33,6	33,8	34,0
13,8	30,6	30,8	31,0	31,3	31,5	31,7	31,9	32,1	32,3	32,5	32,7	32,9	33,1	33,2	33,4
14°	30,0	30,2	30,4	30,7	30,9	31,1	31,3	31,5	31,7	31,9	32,1	32,3	32,5	32,7	32,9
14,2	29,5	29,7	29,9	30,2	30,4	30,6	30,8	31,0	31,2	31,4	31,6	31,8	32,0	32,2	32,4
14,4	28,9	29,1	29,4	29,6	29,9	30,1	30,3	30,5	30,7	30,9	31,1	31,3	31,5	31,7	31,9
14,6	28,4	28,6	28,8	29,0	29,3	29,5	29,7	29,9	30,1	30,3	30,5	30,7	30,9	31,1	31,3
14,8	27,9	28,1	28,3	28,6	28,8	29,0	29,2	29,4	29,6	29,8	30,0	30,2	30,4	30,6	30,8
15°	27,4	27,6	27,8	28,1	28,3	28,5	28,7	28,9	29,1	29,3	29,5	29,7	29,9	30,1	30,3
15,2	26,9	27,1	27,3	27,6	27,8	28,0	28,2	28,4	28,6	28,8	29,0	29,2	29,4	29,6	29,8
15,4	26,5	26,7	26,9	27,1	27,3	27,5	27,7	27,9	28,1	28,3	28,5	28,7	28,9	29,1	29,3
15,6	26,0	26,2	26,4	26,7	26,9	27,1	27,3	27,5	27,7	27,9	28,1	28,3	28,5	28,7	28,9
15,8	25,6	25,8	26,0	26,2	26,4	26,6	26,8	27,0	27,2	27,4	27,6	27,8	28,0	28,2	28,4
16°	25,1	25,3	25,5	25,7	25,9	26,1	26,3	26,5	26,7	26,9	27,1	27,3	27,5	27,7	27,9
16,2	24,7	24,9	25,1	25,3	25,5	25,7	25,9	26,1	26,3	26,5	26,7	26,9	27,1	27,3	27,5
16,4	24,2	24,4	24,6	24,8	25,0	25,2	25,4	25,6	25,8	26,0	26,2	26,4	26,6	26,8	27,0
16,6	23,8	24,0	24,2	24,4	24,6	24,8	25,0	25,2	25,4	25,6	25,8	26,0	26,2	26,4	26,6
16,8	23,3	23,5	23,7	23,9	24,1	24,3	24,5	24,7	24,9	25,1	25,3	25,5	25,7	25,9	26,1
17°	22,9	23,1	23,3	23,5	23,7	23,9	24,1	24,3	24,5	24,7	24,9	25,1	25,3	25,5	25,7
17,2	22,4	22,6	22,8	23,1	23,3	23,5	23,7	23,9	24,1	24,3	24,5	24,7	24,9	25,1	25,3
17,4	22,1	22,3	22,5	22,7	22,9	23,1	23,3	23,5	23,7	23,9	24,1	24,3	24,5	24,7	24,9
17,6	21,6	21,8	22,0	22,3	22,5	22,7	22,9	23,1	23,3	23,5	23,7	23,9	24,1	24,3	24,5
17,8	21,2	21,4	21,6	21,9	22,1	22,3	22,5	22,7	22,9	23,1	23,3	23,5	23,7	23,9	24,1
18°	20,8	21,0	21,2	21,5	21,7	21,9	22,1	22,3	22,5	22,7	22,9	23,1	23,3	23,5	23,7
18,2	20,4	20,6	20,8	21,1	21,3	21,5	21,7	21,9	22,1	22,3	22,5	22,7	22,9	23,1	23,3
18,4	20,1	20,3	20,5	20,7	20,9	21,1	21,3	21,5	21,7	21,9	22,1	22,3	22,5	22,7	22,9
18,6	19,7	19,9	20,1	20,4	20,6	20,8	21,0	21,2	21,4	21,6	21,8	22,0	22,2	22,4	22,6
18,8	19,4	19,6	19,8	20,0	20,2	20,4	20,6	20,8	21,0	21,2	21,4	21,6	21,8	22,0	22,2
19°	19,0	19,2	19,4	19,6	19,8	20,0	20,2	20,4	20,6	20,8	21,0	21,2	21,4	21,6	21,8
19,2	18,6	18,8	19,0	19,3	19,5	19,7	19,9	20,1	20,3	20,5	20,7	20,9	21,1	21,2	21,4
19,4	18,3	18,5	18,7	18,9	19,1	19,3	19,5	19,7	19,9	20,1	20,3	20,5	20,7	20,9	21,1
19,6	17,9	18,1	18,3	18,6	18,8	19,0	19,2	19,4	19,6	19,8	20,0	20,2	20,4	20,5	20,7
19,8	17,6	17,8	18,0	18,2	18,4	18,6	18,8	19,0	19,2	19,4	19,6	19,8	20,0	20,2	20,4
20°	17,2	17,4	17,6	17,9	18,1	18,3	18,5	18,7	18,9	19,1	19,3	19,5	19,7	19,8	20,0

BUCU ENTE UNIVERSITARY

T_s-T_h \ T_h	26°	26,2	26,4	26,6	26,8	27°	27,2	27,4	27,6	27,8	28°	28,2	28,4	28,6	28,8
10°	45,5	45,6	45,8	45,9	46,0	46,2	46,3	46,5	46,7	46,8	47,0	47,2	47,4	47,6	47,7
10,2	44,8	44,9	45,1	45,3	45,4	45,5	45,7	45,9	46,0	46,1	46,3	46,5	46,7	46,8	47,0
10,4	44,1	44,3	44,4	44,6	44,7	44,8	45,0	45,2	45,4	45,6	45,7	45,9	46,1	46,2	46,3
10,6	43,4	43,6	43,8	43,9	44,1	44,2	44,4	44,5	44,7	44,8	45,0	45,2	45,4	45,5	45,7
10,8	42,7	42,9	43,0	43,2	43,3	43,5	43,7	43,9	44,0	44,2	44,4	44,6	44,7	44,9	45,0
11°	42,0	42,2	42,3	42,5	42,6	42,8	43,0	43,2	43,3	43,5	43,7	43,9	44,0	44,2	44,4
11,2	41,4	41,6	41,8	42,0	42,2	42,2	42,4	42,6	42,7	42,9	43,1	43,3	43,4	43,6	43,8
11,4	40,7	40,9	41,1	41,2	41,4	41,6	41,7	41,9	42,0	42,2	42,4	42,6	42,7	42,9	43,0
11,6	40,1	40,3	40,4	40,6	40,8	40,9	41,1	41,3	41,4	41,6	41,8	42,0	42,1	42,3	42,5
11,8	39,4	39,6	39,8	40,0	40,2	40,3	40,5	40,6	40,8	40,9	41,1	41,3	41,4	41,6	41,7
12°	38,8	39,0	39,2	39,3	39,5	39,7	39,9	40,0	40,2	40,3	40,5	40,7	40,8	41,0	41,2
12,2	38,2	38,4	38,6	38,7	38,9	39,1	39,3	39,5	39,6	39,7	39,9	40,1	40,3	40,4	40,6
12,4	37,6	37,8	38,0	38,1	38,3	38,5	38,7	38,8	39,0	39,2	39,3	39,5	39,6	39,8	39,9
12,6	37,0	37,2	37,4	37,5	37,7	37,9	38,1	38,3	38,4	38,6	38,8	39,0	39,1	39,3	39,5
12,8	36,4	36,6	36,8	36,9	37,1	37,3	37,5	37,7	37,8	38,0	38,2	38,4	38,5	38,7	38,9
13°	35,8	36,0	36,2	36,3	36,5	36,7	36,9	37,1	37,2	37,4	37,6	37,8	37,9	38,1	38,3
13,2	35,3	35,5	35,7	35,8	36,0	36,2	36,4	36,6	36,7	36,9	37,1	37,3	37,4	37,6	37,8
13,4	34,7	34,9	35,1	35,2	35,4	35,6	35,8	36,0	36,2	36,4	36,6	36,8	36,9	37,0	37,2
13,6	34,2	34,4	34,6	34,7	34,9	35,1	35,3	35,5	35,6	35,8	36,0	36,2	36,3	36,5	36,7
13,8	33,6	33,8	34,0	34,1	34,3	34,5	34,7	34,9	35,1	35,3	35,5	35,6	35,7	35,9	36,1
14°	33,1	33,3	33,5	33,6	33,8	34,0	34,2	34,4	34,5	34,7	34,9	35,1	35,2	35,4	35,6
14,2	32,6	32,8	33,0	33,1	33,3	33,5	33,7	33,9	34,0	34,2	34,4	34,6	34,7	34,9	35,1
14,4	32,1	32,3	32,5	32,6	32,8	32,9	33,1	33,3	33,5	33,7	33,9	34,0	34,2	34,3	34,5
14,6	31,5	31,7	31,9	32,0	32,2	32,4	32,6	32,8	33,0	33,2	33,4	33,5	33,6	33,8	33,9
14,8	31,0	31,2	31,4	31,5	31,7	31,9	32,1	32,3	32,5	32,7	32,9	33,0	33,2	33,3	33,5
15°	30,5	30,7	30,9	31,0	31,2	31,4	31,6	31,8	31,9	32,1	32,3	32,5	32,6	32,8	32,9
15,2	30,0	30,2	30,4	30,5	30,7	30,9	31,1	31,3	31,5	31,7	31,9	32,0	32,2	32,4	32,5
15,4	29,5	29,7	29,9	30,0	30,2	30,4	30,6	30,8	31,0	31,2	31,4	31,5	31,7	31,8	32,0
15,6	29,1	29,3	29,5	29,6	29,8	30,0	30,2	30,4	30,5	30,7	30,9	31,1	31,2	31,4	31,6
15,8	28,6	28,8	29,0	29,1	29,3	29,5	29,7	29,9	30,0	30,2	30,4	30,6	30,8	30,9	31,1
16°	28,1	28,3	28,5	28,6	28,8	29,0	29,2	29,4	29,5	29,7	29,9	30,1	30,3	30,4	30,6
16,2	27,7	27,9	28,1	28,2	28,4	28,6	28,8	29,0	29,1	29,3	29,5	29,7	29,9	30,0	30,2
16,4	27,2	27,4	27,6	27,7	27,9	28,1	28,3	28,5	28,7	28,9	29,1	29,3	29,4	29,6	29,7
16,6	26,8	27,0	27,2	27,4	27,6	27,7	27,9	28,1	28,2	28,4	28,6	28,8	29,0	29,1	29,3
16,8	26,3	26,5	26,7	26,8	27,0	27,2	27,4	27,6	27,8	28,0	28,2	28,4	28,6	28,7	28,9
17°	25,9	26,1	26,3	26,4	26,6	26,8	27,0	27,2	27,3	27,5	27,7	27,9	28,1	28,2	28,4
17,2	25,5	25,7	25,9	26,0	26,2	26,4	26,6	26,8	26,9	27,1	27,3	27,5	27,7	27,8	28,0
17,4	25,1	25,3	25,5	25,6	25,8	26,0	26,2	26,3	26,5	26,7	26,9	27,1	27,3	27,4	27,6
17,6	24,7	24,9	25,1	25,2	25,4	25,6	25,8	26,0	26,1	26,3	26,5	26,7	26,9	27,0	27,2
17,8	24,3	24,5	24,7	24,8	25,0	25,2	25,4	25,6	25,7	25,9	26,1	26,3	26,5	26,6	26,8
18°	23,9	24,1	24,3	24,4	24,6	24,8	25,0	25,2	25,4	25,5	25,7	25,9	26,1	26,2	26,4
18,2	23,5	23,7	23,9	24,0	24,2	24,4	24,6	24,8	24,9	25,1	25,3	25,5	25,7	25,8	26,0
18,4	23,1	23,3	23,5	23,6	23,8	24,0	24,2	24,4	24,5	24,7	24,9	25,1	25,3	25,4	25,6
18,6	22,8	23,0	23,2	23,3	23,5	23,7	23,9	24,1	24,2	24,4	24,6	24,8	24,9	25,1	25,2
18,8	22,4	22,6	22,8	22,9	23,1	23,3	23,5	23,7	23,8	24,0	24,2	24,4	24,5	24,7	24,8
19°	22,0	22,2	22,4	22,6	22,7	22,9	23,1	23,3	23,4	23,6	23,8	23,9	24,1	24,2	24,4
19,2	21,6	21,8	22,0	22,1	22,3	22,5	22,7	22,9	23,0	23,4	23,4	23,6	23,7	23,9	24,0
19,4	21,3	21,5	21,7	21,8	22,0	22,2	22,4	22,6	22,7	22,9	23,1	23,3	23,5	23,6	23,7
19,6	20,9	21,1	21,3	21,4	21,6	21,8	22,0	22,2	22,3	22,5	22,7	22,9	23,0	23,2	23,4
19,8	20,6	20,8	21,0	21,1	21,3	21,5	21,7	21,9	22,0	22,2	22,4	22,5	22,7	22,8	23,0
20°	20,2	20,4	20,6	20,7	20,9	21,1	21,3	21,5	21,6	21,8	22,0	22,2	22,3	22,5	22,7

BOUAST CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

T_s-T_h \ T_h	29°	29,2	29,4	29,6	29,8	30°	30,2	30,4	30,6	30,8	31°	31,2	31,4	31,6	31,8
10°	47,9	48,0	48,2	48,4	48,5	48,6	48,7	48,9	49,0	49,1	49,2	49,3	49,5	49,6	49,8
10,2	47,3	47,4	47,5	47,7	47,8	47,9	48,0	48,2	48,3	48,4	48,5	48,6	48,8	48,9	49,1
10,4	46,5	46,7	46,8	46,9	47,1	47,2	47,4	47,5	47,7	47,8	47,9	48,0	48,2	48,3	48,5
10,6	45,9	46,0	46,2	46,3	46,5	46,6	46,7	46,9	47,0	47,1	47,2	47,4	47,6	47,7	47,8
10,8	45,2	45,3	45,5	45,6	45,8	45,9	46,0	46,1	46,3	46,5	46,6	46,8	46,9	47,1	47,2
11°	44,5	44,6	44,8	44,9	45,1	45,2	45,3	45,5	45,6	45,8	45,9	46,0	46,2	46,3	46,5
11,2	43,9	44,0	44,2	44,3	44,5	44,6	44,7	44,9	45,0	45,2	45,3	45,4	45,6	45,7	45,9
11,4	43,2	43,3	43,5	43,7	43,8	43,9	44,0	44,2	44,4	44,6	44,7	44,8	45,0	45,2	45,3
11,6	42,6	42,7	42,9	43,1	43,2	43,3	43,4	43,6	43,7	43,9	44,0	44,2	44,3	44,5	44,6
11,8	41,9	42,1	42,2	42,4	42,5	42,7	42,8	43,0	43,2	43,3	43,4	43,5	43,6	43,8	44,0
12°	41,3	41,5	41,7	41,8	42,0	42,1	42,3	42,4	42,6	42,7	42,8	43,0	43,2	43,3	43,4
12,2	40,7	40,9	41,1	41,2	41,4	41,5	41,7	41,8	41,9	42,1	42,2	42,4	42,6	42,7	42,8
12,4	40,1	40,3	40,4	40,6	40,7	40,9	41,0	41,2	41,4	41,5	41,6	41,8	41,9	42,1	42,2
12,6	39,6	39,8	39,9	40,1	40,3	40,4	40,5	40,7	40,8	40,9	41,1	41,2	41,4	41,5	41,7
12,8	39,0	39,2	39,3	39,5	39,7	39,8	39,9	40,0	40,2	40,4	40,5	40,7	40,8	41,0	41,1
13°	38,4	38,6	38,7	38,9	39,0	39,2	39,3	39,4	39,6	39,8	39,9	40,0	40,2	40,3	40,5
13,2	37,9	38,1	38,2	38,4	38,5	38,7	38,8	39,0	39,1	39,3	39,4	39,5	39,7	39,8	40,0
13,4	37,3	37,5	37,6	37,7	37,9	38,1	38,3	38,4	38,6	38,7	38,8	38,9	39,1	39,2	39,4
13,6	36,8	37,0	37,1	37,3	37,4	37,6	37,8	37,9	38,0	38,2	38,3	38,4	38,6	38,8	38,9
13,8	36,2	36,4	36,5	36,7	36,8	37,0	37,2	37,3	37,5	37,6	37,7	37,9	38,0	38,2	38,4
14°	35,7	35,9	36,0	36,2	36,3	36,5	36,7	36,8	37,0	37,1	37,2	37,3	37,5	37,7	37,9
14,2	35,2	35,4	35,5	35,7	35,8	36,0	36,1	36,3	36,4	36,6	36,7	36,8	37,0	37,1	37,3
14,4	34,7	34,9	35,0	35,2	35,3	35,5	35,6	35,8	35,9	36,1	36,2	36,4	36,5	36,7	36,9
14,6	34,1	34,2	34,4	34,5	34,7	34,9	35,0	35,2	35,3	35,5	35,7	35,9	36,0	36,1	36,3
14,8	33,6	33,8	33,9	34,1	34,2	34,4	34,6	34,7	34,8	35,0	35,2	35,4	35,5	35,7	35,9
15°	33,1	33,3	33,5	33,6	33,7	33,9	34,0	34,2	34,3	34,5	34,7	34,9	35,0	35,2	35,4
15,2	32,6	32,8	32,9	33,0	33,2	33,4	33,6	33,7	33,8	34,0	34,2	34,3	34,5	34,6	34,8
15,4	32,2	32,4	32,5	32,7	32,9	33,0	33,2	33,3	33,5	33,6	33,7	33,9	34,1	34,3	34,4
15,6	31,7	31,9	32,0	32,2	32,3	32,5	32,6	32,8	33,0	33,2	33,3	33,5	33,6	33,8	34,0
15,8	31,3	31,5	31,6	31,8	32,0	32,1	32,2	32,4	32,5	32,7	32,8	33,0	33,2	33,3	33,5
16°	30,8	30,9	31,1	31,3	31,4	31,6	31,7	31,8	32,0	32,2	32,3	32,5	32,7	32,8	33,0
16,2	30,4	30,5	30,7	30,9	31,1	31,2	31,4	31,5	31,7	31,8	31,9	32,0	32,2	32,3	32,5
16,4	29,9	30,1	30,2	30,4	30,5	30,7	30,9	31,1	31,3	31,4	31,5	31,7	31,9	32,0	32,2
16,6	29,5	29,7	29,8	30,0	30,2	30,3	30,5	30,6	30,8	30,9	31,0	31,2	31,4	31,5	31,7
16,8	29,0	29,2	29,3	29,5	29,6	29,8	29,9	30,1	30,3	30,5	30,6	30,8	31,0	31,1	31,3
17°	28,6	28,8	28,9	29,1	29,3	29,4	29,6	29,8	29,9	30,1	30,2	30,4	30,6	30,7	30,9
17,2	28,2	28,4	28,5	28,7	28,8	29,0	29,2	29,4	29,5	29,7	29,8	30,0	30,2	30,4	30,5
17,4	27,8	28,0	28,1	28,2	28,4	28,6	28,8	28,9	29,1	29,3	29,4	29,6	29,8	30,0	30,1
17,6	27,4	27,6	27,7	27,8	28,0	28,2	28,4	28,6	28,7	28,8	28,9	29,1	29,3	29,4	29,6
17,8	27,0	27,2	27,3	27,5	27,6	27,8	28,0	28,1	28,3	28,4	28,5	28,7	28,9	29,0	29,2
18°	26,6	26,8	26,9	27,1	27,3	27,4	27,5	27,7	27,8	28,0	28,1	28,3	28,5	28,6	28,8
18,2	26,2	26,4	26,5	26,7	26,9	27,0	27,2	27,3	27,5	27,6	27,7	27,9	28,1	28,3	28,4
18,4	25,8	26,0	26,1	26,3	26,5	26,6	26,8	26,9	27,1	27,2	27,3	27,5	27,7	27,9	28,0
18,6	25,4	25,6	25,7	25,8	26,0	26,2	26,4	26,5	26,6	26,8	26,9	27,1	27,3	27,5	27,6
18,8	25,0	25,2	25,3	25,5	25,7	25,8	26,0	26,2	26,3	26,5	26,6	26,8	27,0	27,2	27,4
19°	24,6	24,8	24,9	25,0	25,2	25,4	25,6	25,7	25,9	26,1	26,2	26,4	26,6	26,8	27,0
19,2	24,2	24,4	24,6	24,7	24,9	25,1	25,3	25,5	25,6	25,8	25,9	26,1	26,3	26,5	26,6
19,4	23,9	24,0	24,2	24,3	24,5	24,7	24,9	25,1	25,2	25,4	25,5	25,7	25,9	26,1	26,3
19,6	23,5	23,7	23,9	24,0	24,2	24,4	24,6	24,8	25,0	25,1	25,2	25,4	25,6	25,8	26,0
19,8	23,2	23,4	23,5	23,6	23,8	24,0	24,2	24,4	24,5	24,7	24,8	25,0	25,2	25,4	25,6
20°	22,8	23,0	23,2	23,3	23,5	23,7	23,9	24,0	24,2	24,4	24,5	24,7	24,9	25,1	25,2

BUCHAREST UNIVERSITY LIBRARY

T_s-T_h \ T_h	32°	32,2	32,4	32,6	32,8	33°	33,2	33,4	33,6	33,8	34°	34,2	34,4	34,6	34,8
10°	49,9	50,0	50,2	50,4	50,5	50,6	50,7	50,8	51,0	51,1	51,2	51,3	51,5	51,6	51,7
10,2	49,2	49,3	49,5	49,6	49,8	49,9	50,0	50,2	50,3	50,4	50,5	50,6	50,8	50,9	51,0
10,4	48,6	48,7	48,9	49,0	49,2	49,3	49,4	49,6	49,7	49,8	49,9	50,0	50,2	50,3	50,4
10,6	47,9	48,0	48,2	48,3	48,5	48,6	48,7	48,9	49,0	49,1	49,2	49,3	49,5	49,6	49,7
10,8	47,3	47,4	47,6	47,7	47,8	47,9	48,0	48,2	48,3	48,5	48,6	48,7	48,9	49,0	49,1
11°	46,6	46,7	46,9	47,0	47,2	47,3	47,4	47,6	47,7	47,8	47,9	48,0	48,2	48,3	48,4
11,2	46,0	46,1	46,3	46,4	46,6	46,7	46,8	47,0	47,1	47,2	47,3	48,4	48,6	48,7	48,8
11,4	45,4	45,5	45,7	45,8	46,0	46,1	46,2	46,4	46,5	46,6	46,7	46,8	46,9	47,1	47,2
11,6	44,7	44,8	45,0	45,1	45,3	45,4	45,5	45,7	45,8	45,9	46,1	46,2	46,4	46,5	46,6
11,8	44,1	44,2	44,4	44,5	44,7	44,8	44,9	45,1	45,2	45,4	45,5	45,6	45,8	45,9	46,0
12°	43,5	43,6	43,8	43,9	44,1	44,2	44,3	44,5	44,6	44,8	44,9	45,0	45,2	45,3	45,4
12,2	42,9	43,0	43,2	43,3	43,5	43,6	43,7	43,9	44,0	44,2	44,3	44,4	44,6	44,7	44,8
12,4	42,3	42,4	42,6	42,7	42,9	43,1	43,2	43,3	43,5	43,7	43,8	43,9	44,1	44,2	44,3
12,6	41,8	41,9	42,1	42,3	42,4	42,5	42,6	42,8	42,9	43,1	43,2	43,3	43,5	53,6	43,7
12,8	41,2	41,3	41,5	41,7	41,8	41,9	42,0	42,2	42,3	42,5	42,7	42,8	43,0	43,1	43,2
13°	40,6	40,7	40,9	41,0	41,2	41,4	41,5	41,7	41,8	42,0	42,1	42,2	42,4	42,5	42,6
13,2	40,1	40,2	40,4	40,6	40,8	40,9	41,0	41,2	41,3	41,5	41,6	41,7	41,8	42,0	42,1
13,4	39,6	39,7	39,9	40,0	40,2	40,3	40,4	40,6	40,7	40,9	41,0	41,1	41,2	41,4	41,5
13,6	39,0	39,1	39,3	39,4	39,6	39,8	39,9	40,1	40,3	40,4	40,5	40,6	40,8	40,9	41,1
13,8	38,5	38,6	38,8	39,0	39,1	39,2	39,3	39,5	39,6	39,8	39,9	40,0	40,2	40,3	40,4
14°	38,0	38,1	38,3	38,4	38,6	38,7	38,8	39,0	39,1	39,3	39,4	39,5	39,6	39,8	39,9
14,2	37,5	37,6	37,7	37,9	38,1	38,2	38,4	38,5	38,7	38,8	38,9	39,0	39,1	39,3	39,4
14,4	37,0	37,1	37,3	37,4	37,6	37,7	37,8	38,0	38,1	38,3	38,4	38,5	38,6	38,8	38,9
14,6	36,5	36,6	36,8	36,9	37,1	37,2	37,3	37,5	37,7	37,8	37,9	38,0	38,2	38,3	38,4
14,8	36,0	36,1	36,3	36,4	36,6	36,7	36,8	37,0	37,1	37,3	37,4	37,5	37,6	37,8	37,9
15°	35,5	35,6	35,8	35,9	36,1	36,2	36,3	36,5	36,6	36,8	36,9	37,0	37,1	37,3	37,4
15,2	35,0	35,1	35,3	35,4	35,6	35,7	35,8	36,0	36,1	36,3	36,4	36,5	36,6	36,8	36,9
15,4	34,5	34,6	34,8	34,9	35,1	35,2	35,3	35,4	35,6	35,8	36,0	36,1	36,3	36,4	36,5
15,6	34,1	34,2	34,4	34,5	34,7	34,8	34,9	35,1	35,2	35,4	35,5	35,6	35,8	35,9	36,1
15,8	33,6	33,7	33,9	34,0	34,2	34,3	34,4	34,6	34,7	34,9	35,1	35,2	35,4	35,5	35,6
16°	33,1	33,2	33,3	33,5	33,7	33,8	33,9	34,1	34,3	34,5	34,6	34,7	34,9	35,1	35,2
16,2	32,7	32,8	33,0	33,1	33,3	33,4	33,5	33,7	33,8	34,0	34,2	34,3	34,5	34,6	34,7
16,4	32,3	32,4	32,6	32,7	32,8	32,9	33,0	33,2	33,4	33,6	33,7	33,8	33,9	34,0	34,2
16,6	31,8	31,9	32,1	32,2	32,4	32,5	32,6	32,8	33,0	33,2	33,3	33,4	33,6	33,7	33,8
16,8	31,4	31,5	31,7	31,8	32,0	32,1	32,2	32,4	32,6	32,7	32,8	32,9	33,1	33,2	33,4
17°	31,0	31,1	31,3	31,4	31,6	31,7	31,8	32,0	32,1	32,2	32,4	32,5	32,6	32,8	32,9
17,2	30,6	30,7	30,9	31,0	31,2	31,3	31,4	31,6	31,7	31,9	32,0	32,1	32,2	32,4	32,5
17,4	30,2	30,3	30,5	30,6	30,8	30,9	31,0	31,2	31,3	31,5	31,6	31,7	31,8	31,9	32,1
17,6	29,7	29,8	30,0	30,1	30,3	30,4	30,5	30,7	30,8	31,0	31,1	31,2	31,4	31,5	31,7
17,8	29,3	29,4	29,6	29,7	29,9	30,0	30,1	30,2	30,3	30,5	30,7	30,8	30,9	31,1	31,3
18°	28,9	29,0	29,2	29,3	29,5	29,6	29,7	29,9	30,0	30,2	30,3	30,4	30,6	30,8	30,9
18,2	28,5	28,6	28,8	28,9	29,1	29,3	29,4	29,6	29,7	29,8	29,9	30,0	30,2	30,3	30,5
18,4	28,2	28,3	28,5	28,6	28,8	28,9	29,0	29,2	29,3	29,5	29,6	29,7	29,9	30,0	30,1
18,6	27,8	27,9	28,1	28,2	28,4	28,6	28,7	28,9	29,0	29,1	29,2	29,3	29,5	29,6	29,8
18,8	27,5	27,6	27,8	27,9	28,1	28,2	28,3	28,5	28,6	28,8	28,9	29,0	29,1	29,3	29,4
19°	27,1	27,2	27,4	27,5	27,7	27,9	28,0	28,2	28,3	28,4	28,5	28,6	28,8	28,9	29,0
19,2	26,7	26,8	27,0	27,1	27,3	27,5	27,6	27,7	27,9	28,0	28,1	28,2	28,4	28,5	28,6
19,4	26,4	26,5	26,7	26,8	27,0	27,1	27,2	27,3	27,4	27,6	27,8	27,9	28,1	28,2	28,3
19,6	26,0	26,1	26,3	26,4	26,6	26,8	26,9	27,1	27,2	27,3	27,4	27,5	27,6	27,7	27,9
19,8	25,7	25,8	26,0	26,2	26,3	26,4	26,5	26,6	26,8	26,9	27,1	27,2	27,3	27,5	27,6
20°	25,3	25,4	25,6	25,7	25,9	26,0	26,1	26,2	26,3	26,5	26,7	26,8	26,9	27,1	27,2

POLYTECHNIC CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

T_s-T_h \ T_h	35°	35,2	35,4	35,6	35,8	36°	36,2	36,4	36,6	36,8	37°	37,2	37,4	37,6	37,8
10°	51,8	51,9	52,0	52,2	52,3	52,4	52,5	52,6	52,7	52,8	52,9	53,0	53,1	53,2	53,3
10,2	51,1	51,2	51,3	51,5	51,6	51,7	51,8	51,9	52,1	52,2	52,3	52,4	52,5	52,5	52,6
10,4	50,5	50,6	50,7	50,9	51,0	51,1	51,2	51,3	51,4	51,5	51,6	51,7	51,8	51,9	52,0
10,6	49,8	49,9	50,0	50,2	50,3	50,4	50,5	50,6	50,8	51,0	51,0	51,1	51,2	51,2	51,3
10,8	49,2	49,3	49,4	49,6	49,7	49,8	49,9	50,0	50,1	50,2	50,3	50,4	50,5	50,6	50,7
11°	48,5	48,6	48,7	48,9	49,0	49,1	49,2	49,3	49,5	49,6	49,7	49,8	49,9	49,9	50,0
11,2	47,9	48,0	48,1	48,3	48,4	48,5	48,6	48,7	48,9	49,0	49,1	49,2	49,3	49,3	49,4
11,4	47,3	47,4	47,5	47,7	47,8	47,9	48,0	48,1	48,3	48,4	48,5	48,6	48,7	48,8	48,9
11,6	46,7	46,8	46,9	47,1	47,2	47,3	47,4	47,5	47,7	47,8	47,9	48,0	48,1	48,2	48,3
11,8	46,1	46,2	46,3	46,5	46,6	46,7	46,8	46,9	47,1	47,2	47,3	47,4	47,5	47,7	47,8
12°	45,5	45,6	45,7	45,9	46,0	46,1	46,2	46,3	46,5	46,6	46,7	46,8	46,9	47,1	47,2
12,2	44,9	45,0	45,1	45,3	45,4	45,5	45,6	45,7	45,9	46,0	46,1	46,2	46,3	46,5	46,6
12,4	44,4	44,5	44,6	44,8	44,9	45,0	45,1	45,2	45,4	45,5	45,6	45,7	45,8	46,0	46,1
12,6	43,8	43,9	44,0	44,2	44,3	44,4	44,5	44,6	44,8	44,9	45,0	45,1	45,2	45,4	45,5
12,8	43,3	43,4	43,5	43,7	43,8	43,9	44,0	44,1	44,3	44,4	44,5	44,6	44,7	44,9	45,0
13°	42,7	42,8	42,9	43,1	43,2	43,3	43,4	43,5	43,7	43,8	43,9	44,0	44,1	44,3	44,4
13,2	42,2	42,3	42,4	42,6	42,7	42,8	42,9	43,0	43,2	43,3	43,4	43,5	43,6	43,8	43,9
13,4	41,6	41,7	41,9	42,0	42,2	42,3	42,4	42,5	42,7	42,8	42,9	43,0	43,1	43,3	43,4
13,6	41,1	41,2	41,3	41,5	41,6	41,7	41,8	41,9	42,1	42,2	42,3	42,4	42,5	42,7	42,8
13,8	40,5	40,6	40,8	40,9	41,1	41,2	41,3	41,4	41,6	41,7	41,8	41,9	42,0	42,2	42,3
14°	40,0	40,1	40,3	40,4	40,6	40,7	40,8	40,9	41,1	41,2	41,3	41,4	41,5	41,7	41,8
14,2	39,5	39,6	39,8	39,9	40,1	40,2	40,3	40,4	40,6	40,7	40,8	40,9	41,0	41,2	41,3
14,4	39,0	39,1	39,3	39,4	39,6	39,7	39,8	39,9	40,1	40,2	40,3	40,4	40,5	40,7	40,8
14,6	38,5	38,6	38,8	38,9	39,1	39,2	39,3	39,4	39,6	39,7	39,8	39,9	40,0	40,2	40,3
14,8	38,0	38,1	38,3	38,4	38,6	38,7	38,8	38,9	39,1	39,2	39,3	39,4	39,5	39,7	39,8
15°	37,5	37,6	37,8	37,9	38,1	38,2	38,3	38,4	38,6	38,7	38,8	38,9	39,0	39,2	39,3
15,2	37,1	37,2	37,3	37,5	37,6	37,7	37,8	37,9	38,1	38,2	38,3	38,4	38,5	38,7	38,8
15,4	36,6	36,7	36,9	37,0	37,2	37,3	37,4	37,5	37,7	37,8	37,9	38,0	38,1	38,3	38,4
15,6	36,2	36,3	36,4	36,6	36,7	36,8	36,9	37,0	37,2	37,3	37,4	37,5	37,6	37,8	37,9
15,8	35,7	35,8	36,0	36,1	36,3	36,4	36,5	36,6	36,8	36,9	37,0	37,1	37,2	37,4	37,5
16°	35,3	35,4	35,5	35,7	35,8	35,9	36,0	36,1	36,3	36,4	36,5	36,6	36,7	36,9	37,0
16,2	34,8	34,9	35,1	35,2	35,4	35,5	35,6	35,7	35,9	36,0	36,1	36,2	36,3	36,5	36,6
16,4	34,4	34,5	34,6	34,8	34,9	35,0	35,1	35,3	35,4	35,6	35,7	35,8	35,9	36,1	36,2
16,6	33,9	34,0	34,2	34,3	34,5	34,6	34,7	34,8	35,0	35,1	35,2	35,3	35,4	35,6	35,7
16,8	33,5	33,6	33,7	33,9	34,0	34,1	34,2	34,4	34,5	34,7	34,8	34,9	35,0	35,2	35,3
17°	33,0	33,1	33,3	33,4	33,6	33,7	33,8	34,0	34,1	34,3	34,4	34,5	34,6	34,8	34,9
17,2	32,6	32,7	32,9	33,0	33,2	33,3	33,4	33,6	33,7	33,9	34,0	34,1	34,2	34,4	34,5
17,4	32,2	32,3	32,5	32,6	32,8	32,9	33,0	33,2	33,3	33,5	33,6	33,7	33,8	34,0	34,1
17,6	31,8	31,9	32,1	32,2	32,4	32,5	32,6	32,7	32,8	33,0	33,1	33,2	33,3	33,5	33,6
17,8	31,4	31,5	31,7	31,8	32,0	32,1	32,2	32,3	32,5	32,6	32,7	32,8	32,9	33,1	33,2
18°	31,0	31,2	31,4	31,5	31,6	31,7	31,8	31,9	32,1	32,2	32,3	32,4	32,5	32,7	32,8
18,2	30,6	30,7	30,9	31,0	31,2	31,3	31,4	31,5	31,7	31,8	31,9	32,0	32,1	32,3	32,4
18,4	30,2	30,3	30,5	30,6	30,8	30,9	31,0	31,1	31,3	31,4	31,5	31,6	31,7	31,9	32,0
18,6	29,9	30,0	30 2	30,3	30,5	30,6	30,7	30,8	31,0	31,1	31,2	31,3	31,4	31,6	31,7
18,8	29,5	29,6	29,8	29,9	30,1	30,2	30,3	30,4	30,6	30,7	30,8	30,9	31,0	31,2	31,3
19°	29,1	29,2	29,4	29,5	29,7	29,8	29,9	30,0	30,2	30,3	30,4	30,5	30,6	30,8	30,9
19,2	28,7	28,8	29,0	29,1	29,3	29,4	29,5	29,6	29,8	29,9	30,0	30,1	30,2	30,4	30,5
19,4	28,4	28,5	28,7	28,8	29,0	29,1	29,2	29,3	29,5	29,6	29,7	29,8	29,9	30,1	30,2
19,6	28,0	28,1	28,3	28,4	28,6	28,7	28,8	28,9	29,0	29,2	29,3	29,4	29,5	29,7	29,8
19,8	27,7	27,8	28,0	28,1	28,3	28,4	28,5	28,6	28,8	28,9	29,0	29,1	29,2	29,4	29,5
20°	27,3	27,4	27,6	27,7	27,9	28,0	28,1	28,2	28,4	28,5	28,6	28,7	28,8	29,0	29,1

EINDHOVEN UNIVERSITY LIBRARY

T_s-T_h \ T_h	**38°**	38,2	38,4	38,6	38,8	**39°**	39,2	39,4	39,6	39,8	**40°**	40,2	40,4	40,6	40,8
10°	53,4	53,5	53,6	53,7	53,8	53,9	54,0	54,1	54,6	54,4	54,5	54,7	54,7	54,8	54,9
10,2	52,7	52,8	52,9	53,0	53,1	53,2	53,3	53,4	53,6	53,7	53,8	53,9	54,0	54,2	54,3
10,4	52,1	52,2	52,3	52,3	52,4	52,5	52,6	52,8	52,9	53,1	53,2	53,3	53,4	53,5	53,6
10,6	51,4	51,5	51,6	51,7	51,8	51,9	52,0	52,1	52,3	52,4	52,5	52,6	52,7	52,9	53,0
10,8	50,8	50,9	51,0	51,0	51,1	51,2	51,3	51,5	51,6	51,8	51,9	52,0	52,1	52,2	52,3
11°	50,1	50,2	50,3	50,3	50,4	50,5	50,6	50,8	50,9	51,1	51,2	51,3	51,4	51,6	51,7
11,2	49,5	49,6	49,7	49,8	49,9	50,0	50,1	50,2	50,4	50,5	50,6	50,7	50,8	51,0	51,1
11,4	49,0	49,1	49,2	49,2	49,3	49,4	49,5	49,6	49,8	49,9	50,0	50,1	50,2	50,4	50,5
11,6	48,4	48,5	48,6	48,7	48,8	48,9	49,0	49,1	49,3	49,4	49,5	49,6	49,7	49,8	49,9
11,8	47,9	48,0	48,1	48,1	48,2	48,3	48,4	48,5	48,7	48,8	48,9	49,0	49,1	49,2	49,3
12°	47,3	47,4	47,5	47,6	47,7	47,8	47,9	48,0	48,1	48,2	48,3	48,4	48,5	48,6	48,7
12,2	46,7	46,8	46,9	47,0	47,1	47,2	47,3	47,4	47,6	47,7	47,8	47,9	48,0	48,1	48,2
12,4	46,2	46,3	46,4	46,5	46,6	46,7	46,8	46,9	47,0	47,1	47,2	47,3	47,4	47,5	47,6
12,6	45,6	45,7	45,8	45,9	46,0	46,1	46,2	46,3	46,5	46,6	46,7	46,8	46,9	47,0	47,1
12,8	45,1	45,2	45,3	45,4	45,5	45,6	45,7	45,8	45,9	46,0	46,1	46,2	46,3	46,4	46,5
13°	44,5	44,6	44,7	44,8	44,9	45,0	45,1	45,2	45,4	45,5	45,6	45,7	45,8	45,9	46,0
13,2	44,0	44,1	44,2	44,3	44,4	44,5	44,6	44,7	44,9	45,0	45,1	45,2	45,3	45,4	45,5
13,4	43,5	43,6	43,7	43,8	43,9	44,0	44,1	44,2	44,4	44,5	44,6	44,7	44,8	44,9	45,0
13,6	42,9	43,0	43,1	43,2	43,3	43,4	43,5	43,6	43,8	43,9	44,0	44,1	44,2	44,3	44,0
13,8	42,4	42,5	42,6	42,7	42,8	42,9	43,0	43,1	43,3	43,4	43,5	43,6	43,7	43,8	43,9
14°	41,9	42,0	42,1	42,2	42,3	42,4	42,5	42,6	42,8	42,9	43,0	43,1	43,2	43,3	43,4
14,2	41,4	41,5	41,6	41,7	41,8	41,9	42,0	42,1	42,3	42,4	42,5	42,6	42,7	42,8	42,9
14,4	40,9	41,0	41,1	41,2	41,3	41,4	41,5	41,6	41,8	41,9	42,0	42,1	42,2	42,3	42,4
14,6	40,4	40,5	40,6	40,8	40,9	41,0	41,1	41,2	41,3	41,4	41,5	41,6	41,7	41,8	41,9
14,8	39,9	40,0	40,1	40,3	40,4	40,5	40,6	40,7	40,8	40,9	41,0	41,1	41,2	41,3	41,4
15°	39,4	39,5	39,6	39,8	39,9	40,0	40,1	40,2	40,3	40,4	40,5	40,6	40,7	40,8	40,9
15,2	38,9	39,0	39,1	39,3	39,4	39,5	39,6	33,7	39,9	40,0	40,1	40,2	40,3	40,4	40,5
15,4	38,5	38,6	38,7	38,9	39,0	39,1	39,2	39,3	39,4	39,5	39,6	39,7	39,8	39,9	40,0
15,6	38,0	38,1	38,2	38,4	38,5	38,6	38,7	38,8	39,0	39,1	39,2	39,3	39,4	39,5	39,6
15,8	37,6	37,7	37,8	38,0	38,1	38,2	38,3	38,4	38,5	38,6	38,7	38,8	38,9	39,0	39,1
16°	37,1	37,2	37,3	37,5	37,6	37,7	37,8	37,9	38,1	38,2	38,3	38,4	38,5	38,6	38,7
16,2	36,7	36,8	36,9	37,1	37,2	37,3	37,4	37,5	37,7	37,8	37,9	38,0	38,1	38,2	38,3
16,4	36,3	36,4	36,5	36,6	36,7	36,8	36,9	37,0	37,2	37,3	37,4	37,5	37,6	37,8	37,9
16,6	35,8	35,9	36,0	36,2	36,3	36,4	36,5	36,6	36,8	36,9	37,0	37,1	37,2	37,3	37,4
16,8	35,4	35,5	35,6	35,7	35,8	35,9	36,0	36,1	36,3	36,4	36,5	36,6	36,7	36,9	37,0
17°	35,0	35,1	35,2	35,3	35,4	35,5	35,6	35,7	35,9	36,0	36,1	36,2	36,3	36,5	36,6
17,2	34,6	34,7	34,8	34,9	35,0	35,1	35,2	35,3	35,5	35,6	35,7	35,8	35,9	36,1	36,2
17,4	34,2	34,3	34,4	34,5	34,6	34,7	34,8	34,9	35,1	35,2	35,3	35,4	35,5	35,7	35,8
17,6	33,7	33,8	33,9	34,1	34,2	34,3	34,4	34,5	34,7	34,8	34,9	35,0	35,1	35,3	35,4
17,8	33,3	33,4	33,5	33,7	33,8	33,9	34,0	34,1	34,3	34,4	34,5	34,6	34,7	34,9	35,0
18°	32,9	33,0	33,1	33,3	33,4	33,5	33,6	33,7	33,9	34,0	34,1	34,2	34,3	34,5	34,6
18,2	32,5	32,6	32,7	32,9	33,0	33,1	33,2	33,3	33,5	33,6	33,7	33,8	33,9	34,1	34,2
18,4	32,1	32,2	32,3	32,5	32,6	32,7	32,8	32,9	33,1	33,2	33,3	33,4	33,5	33,7	33,8
18,6	31,8	31,9	32,0	32,2	32,3	32,4	32,5	32,6	32,8	32,9	33,0	33,1	33,2	33,4	33,5
18,8	31,4	31,5	31,6	31,8	31,9	32,0	32,1	32,2	32,4	32,5	32,6	32,7	32,8	33,0	33,1
19°	31,0	31,1	31,2	31,4	31,5	31,6	31,7	31,8	32,0	32,1	32,2	32,3	32,4	32,6	32,7
19,2	30,6	30,7	30,8	31,0	31,1	31,2	31,3	31,4	31,6	31,7	31,8				
19,4	30,3	30,4	30,5	30,7	30,8	30,9	31,0	31,1	31,3	31,4	31,5				
19,6	29,9	30,0	30,1	30,3	30,4	30,5	30,6	30,7	30,9	31,0	31,1				
19,8	29,6	29,7	29,8	30,0	30,1	30,2	30,3	30,4	30,6	30,7	30,8				
20°	29,2	29,3	29,4	29,6	29,7	29,8	29,9	30,0	30,2	30,3	30,4				

BUSTICETIAN UNIVERSITY LIBRARY

T_s-T_h \ T_h	41°	41,2	41,4	41,6	41,8	42°	42,2	42,4	42,6	42,8	43°	43,2	43,4	43,6	43,8
10°	55,0	55,1	55,2	55,2	55,3	55,4	55,5	55,6	55,6	55,7	55,8	55,9	56,0	56,0	56,1
10,2	54,2	54,4	54,6	54,6	54,7	54,8	54,9	55,0	55,0	55,1	55,2	55,3	55,4	55,4	55,6
10,4	53,7	53,8	53,9	54,0	54,1	54,2	54,3	54,4	54,4	54,5	54,6	54,7	54,8	54,8	54,9
10,6	53,1	53,2	53,3	53,4	53,4	53,5	53,6	53,7	53,8	53,9	54,0	54,1	54,2	54,2	54,3
10,8	52,4	52,5	52,6	52,7	52,8	52,9	53,0	53,1	53,2	53,3	53,4	53,5	53,6	53,6	53,7
11°	51,8	51,9	52,0	52,1	52,2	52,3	52,4	52,5	52,6	52,7	52,8	52,9	53,0	53,0	53,1
11,2	51,2	51,3	51,4	51,5	51,6	51,7	51,8	51,9	52,0	52,1	52,2	52,3	52,4	52,4	52,5
11,4	50,6	50,7	50,8	50,9	51,0	51,1	51,2	51,3	51,4	51,5	51,6	51,7	51,8	51,8	51,9
11,6	50,0	50,1	50,2	50,3	50,4	50,5	50,6	50,7	50,8	50,9	51,0	51,1	51,2	51,3	51,4
11,8	49,4	49,5	49,6	49,7	49,8	49,9	50,0	50,1	50,2	50,3	50,4	50,5	50,6	50,7	50,8
12°	48,8	48,9	49,0	49,1	49,2	49,3	49,4	49,5	49,6	49,7	49,8	49,9	50,0	50,1	50,2
12,2	48,3	48,4	48,5	48,6	48,7	48,8	48,9	49,0	49,1	49,2	49,3	49,4	49,5	49,6	49,7
12,4	47,7	47,8	47,9	48,0	48,1	48,2	48,3	48,4	48,5	48,6	48,7	48,8	48,9	49,0	49,1
12,6	47,2	47,3	47,4	47,5	47,6	47,7	47,8	47,9	48,0	48,1	48,2	48,3	48,4	48,5	48,6
12,8	46,6	46,7	46,8	46,9	47,0	47,1	47,2	47,3	47,4	47,5	47,6	47,7	47,8	47,9	48,0
13°	46,1	46,2	46,3	46,4	46,5	46,6	46,7	46,8	46,9	47,0	47,1	47,2	47,3	47,4	47,5
13,2	45,6	45,7	45,8	45,9	46,0	46,1	46,2	46,3	46,4	46,5	46,6	46,7	46,8	46,9	47,0
13,4	45,1	45,2	45,3	45,4	45,5	45,6	45,7	45,8	45,9	46,0	46,1	46,2	46,3	46,4	46,5
13,6	44,5	44,6	44,7	44,8	44,9	45,1	45,2	45,3	45,4	45,5	45,6	45,7	45,8	45,9	46,0
13,8	44,0	44,1	44,2	44,3	44,5	44,6	44,7	44,8	44,9	45,0	45,1	45,2	45,3	45,4	45,5
14°	43,5	43,6	43,7	43,8	43,9	44,1	44,2	44,3	44,4	44,5	44,6	44,7	44,8	44,9	45,0
14,2	43,0	43,1	43,2	43,3	43,5	43,6	43,7	43,8	43,9	44,0	44,1	44,2	44,3	44,4	44,5
14,4	42,5	42,6	42,7	42,8	43,0	43,1	43,2	43,3	43,4	43,5	43,6	43,7	43,8	43,9	44,0
14,6	42,0	42,1	42,2	42,4	42,5	42,6	42,7	42,8	42,9	43,0	43,1	43,2	43,3	43,4	43,5
14,8	41,5	41,6	41,7	41,8	41,9	42,1	42,2	42,3	42,4	42,5	42,6	42,7	42,8	42,9	43,0
15°	41,0	41,1	41,2	41,3	41,4	41,6	41,7	41,8	41,9	42,0	42,1	42,2	42,3	42,4	42,5
15,2	40,6	40,7	40,8	40,9	41,0	41,1	41,2	41,3	41,4	41,5	41,6				
15,4	40,1	40,2	40,3	40,5	40,6	40,7	40,8	40,9	41,0	41,1	41,2				
15,6	39,7	39,8	39,9	40,0	40,1	40,2	40,3	40,4	40,5	40,6	40,7				
15,8	39,2	39,3	39,4	39,6	39,7	39,8	39,9	40,0	40,1	40,2	40,3				
16°	38,8	38,9	39,0	39,1	39,2	39,3	39,4	39,5	39,6	39,7	39,8				
16,2	38,4	38,5	38,6	38,7	38,8	38,9	39,0	39,1	39,2	39,3	39,4				
16,4	37,9	38,0	38,1	38,3	38,4	38,5	38,6	38,7	38,7	38,8	38,9				
16,6	37,5	37,6	37,7	37,9	38,0	38,0	38,1	38,2	38,3	38,4	38,5				
16,8	37,1	37,2	37,3	37,4	37,5	37,6	37,7	37,8	37,9	38,0	38,1				
17°	36,7	36,8	36,9	37,0	37,1	37,2	37,3	37,4	37,5	37,6	37,7				
17,2	36,3	36,4	36,5	36,6	36,7	36,8									
17,4	35,9	36,0	36,1	36,2	36,3	36,4									
17,6	35,5	35,6	35,7	35,8	35,9	36,0									
17,8	35,1	35,2	35,3	35,4	35,5	35,6									
18°	34,7	34,8	34,9	35,0	35,1	35,2									
18,2	34,3														
18,4	33,9														
18,6	33,6														
18,8	33,2														
19°	32,8														
19,2															
19,4															
19,6															
19,8															
20°															

BCU IAȘI CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

T_s-T_h \ T_h	44°	44,2	44,4	44,6	44,8	45°
10°	56,2	56,3	56,4	56,4	56,5	56,6
10,2	55,6	55,7	55,8	55,8	55,9	56,0
10,4	55,0	55,1	55,2	55,2	55,3	55,4
10,6	54,4	54,5	54,6	54,7	54,7	54,8
10,8	53,8	53,9	54,0	54,0	54,1	54,2
11°	53,2	53,3	53,4	53,4	53,5	53,6
11,2	52,6	52,7	52,8	52,8	52,9	53,0
11,4	52,0	52,1	52,2	52,3	52,4	52,4
11,6	51,5	51,6	51,7	51,7	51,8	51,9
11,8	50,9	51,0	51,1	51,1	51,2	51,3
12°	50,3	50,4	50,5	50,5	50,6	50,7
12,2	49,8	49,9	50,0	50,0	50,1	50,2
12,4	49,2	49,3	49,4	49,5	49,6	49,7
12,6	48,7	48,8	48,9	48,9	49,0	49,1
12,8	48,1	48,2	48,3	48,4	48,5	48,6
13°	47,6	47,7	47,8	47,9	48,0	48,1
13,2	47,1	47,2	47,3	47,4	47,5	47,6
13,4	46,6	46,7	46,8	46,9	47,0	47,1
13,6	46,1	46,2	46,3	46,4	46,5	46,6
13,8	45,6	45,7	45,8	45,9	46,0	46,1
14°	45,1	45,2	45,3	45,4	45,5	45,6
14,2	44,6	44,7	44,8	44,9	45,0	45,1
14,4	44,1	44,2	44,3	44,4	44,5	44,6
14,6	43,6	43,7	43,8	43,9	44,0	44,1
14,8	43,1	43,2	43,3	43,4	43,5	43,6
15°	42,6	42,7	42,8	42,9	43,0	43,1
15,2						
15,4						
15,6						
15,8						
16°						
16,2						
16,4						
16,6						
16,8						
17°						
17,2						
17,4						
17,6						
17,8						
18°						
18,2						
18,4						
18,6						
18,8						
19°						
19,2						
19,4						
19,6						
19,8						
20°						

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

T_s-T_h \ T_h	**11°**	11,2	11,4	11,6	11,8	**12°**	12,2	12,4	12,6	12,8	**13°**	13,2	13,4	13,6	13,8
20°						1,7	2,1	2,4	2,8	3,1	3,5	3,8	4,2	4,5	4,9
20,2											3,3	3,6	4,0	4,3	4,7
20,4											3,0	3,3	3,7	4,0	4,4
20,6											2,7	3,0	3,4	3,7	4,1
20,8											2,5	2,8	3,1	3,5	3,8
21°											2,2	2,5	2,8	3,2	3,5
21,2															
21,4															
21,6															
21,8															
22°															
22,2															
22,4															
22,6															
22,8															
23°															
23,2															
23,4															
23,6															
23,8															
24°															
24,2															
24,4															
24,6															
24,8															
25°															

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

T_s-T_h \ T_h	14°	14,2	14,4	14,6	14,8	15°	15,2	15,4	15,6	15,8	16°	16,2	16,4	16,6	16,8
20°	5,2	5,5	5,8	6,2	6,5	6,8	7,1	7,4	7,8	8,1	8,4	8,7	9,0	9,2	9,5
20,2	5,0	5,3	5,6	5,8	6,1	6,4	6,7	7,1	7,4	7,8	8,1	8,4	8,7	8,9	9,2
20,4	4,7	5,0	5,2	5,5	5,7	6,0	6,4	6,7	7,1	7,4	7,8	8,1	8,4	8,6	8,9
20,6	4,4	4,6	4,8	5,1	5,3	5,5	5,9	6,3	6,7	7,1	7,5	7,8	8,1	8,3	8,6
20,8	4,1	4,3	4,5	4,7	4,9	5,1	5,5	5,9	6,4	6,8	7,2	7,5	7,8	8,0	8,3
21°	3,8	4,0	4,2	4,3	4,5	4,7	5,1	5,6	6,0	6,5	6,9	7,2	7,5	7,7	8,0
21,2	3,6	3,8	3,9	4,1	4,2	4,4	4,8	5,2	5,7	6,1	6,5	6,8	7,1	7,4	7,7
21,4	3,3	3,5	3,7	3,8	4,0	4,2	4,6	5,0	5,3	5,7	6,1	6,4	6,7	7,1	7,4
21,6	3,0	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0	4,3	4,7	5,0	5,4	5,7	6,1	6,4	6,8	7,1
21,8	2,8	3,0	3,2	3,4	3,6	3,8	4,1	4,4	4,7	5,0	5,3	5,7	6,1	6,4	6,8
22°	2,5	2,7	2,9	3,2	3,4	3,6	3,9	4,1	4,4	4,6	4,9	5,3	5,7	6,1	6,5
22,2						3,4	3,7	4,0	4,2	4,5	4,8	5,2	5,6	5,9	6,3
22,4						3,3	3,6	3,9	4,1	4,4	4,7	5,0	5,4	5,7	6,1
22,6						3,1	3,4	3,7	3,9	4,2	4,5	4,8	5,2	5,5	5,9
22,8						3,0	3,3	3,6	3,8	4,1	4,4	4,7	5,0	5,3	5,6
23°						2,8	3,1	3,4	3,7	4,0	4,3	4,6	4,9	5,1	5,4
23,2											4,1	4,4	4,7	4,9	5,2
23,4											3,9	4,2	4,4	4,7	4,9
23,6											3,6	3,9	4,2	4,4	4,7
23,8											3,4	3,7	3,9	4,2	4,4
24°											3,2	3,5	3,7	4,0	4,2
24,2															
24,4															
24,6															
24,8															
25°															

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

T_s-T_h \ T_h	**17°**	17,2	17,4	17,6	17,8	**18°**	18,2	18,4	18,6	18,8	**19°**	19,2	19,4	19,6	19,8
20°	9,8	10,1	10,4	10,6	10,9	11,2	11,5	11,7	12,0	12,2	12,5	12,8	13,0	13,3	13,5
20,2	9,5	9,8	10,1	10,3	10,6	10,9	11,2	11,4	11,7	11,9	12,2	12,5	12,7	13,0	13,2
20,4	9,2	9,5	9,8	10,0	10,3	10,6	10,9	11,1	11,4	11,6	11,9	12,2	12,4	12,7	12,9
20,6	8,9	9,2	9,5	9,7	10,0	10,3	10,6	10,8	11,1	11,3	11,6	11,8	12,1	12,3	12,6
20,8	8,6	8,9	9,2	9,4	9,7	10,0	10,3	10,5	10,8	11,0	11,3	11,5	11,8	12,0	12,3
21°	8,3	8,6	8,9	9,1	9,4	9,7	10,0	10,2	10,5	10,7	11,0	11,2	11,5	11,7	12,0
21,2	8,0	8,3	8,6	8,8	9,1	9,4	9,7	9,9	10,2	10,4	10,7	10,9	11,2	11,4	11,7
21,4	7,7	8,0	8,3	8,5	8,8	9,1	9,4	9,6	9,9	10,1	10,4	10,6	10,9	11,1	11,4
21,6	7,5	7,8	8,1	8,3	8,6	8,9	9,2	9,4	9,7	9,9	10,2	10,4	10,7	10,9	11,2
21,8	7,2	7,5	7,8	8,0	8,3	8,6	8,9	9,1	9,4	9,6	9,9	10,1	10,4	10,6	10,9
22°	6,9	7,2	7,5	7,7	8,0	8,3	8,6	8,8	9,1	9,3	9,6	9,8	10,1	10,3	10,6
22,2	6,7	7,0	7,2	7,5	7,7	8,0	8,3	8,5	8,8	9,0	9,3	9,5	9,8	10,0	10,3
22,4	6,4	6,7	7,0	7,2	7,5	7,8	8,1	8,3	8,6	8,8	9,1	9,3	9,6	9,8	10,1
22,6	6,2	6,5	6,7	7,0	7,2	7,5	7,8	8,0	8,3	8,5	8,8	9,0	9,3	9,5	9,8
22,8	5,9	6,2	6,5	6,7	7,0	7,3	7,6	7,8	8,1	8,3	8,6	8,8	9,1	9,3	9,6
23°	5,7	6,0	6,2	6,5	6,7	7,0	7,3	7,5	7,8	8,0	8,3	8,5	8,8	9,0	9,3
23,2	5,5	5,8	6,0	6,3	6,5	6,8	7,1	7,3	7,6	7,8	8,1	8,3	8,6	8,8	9,1
23,4	5,2	5,5	5,7	6,0	6,2	6,5	6,8	7,0	7,3	7,5	7,8	8,0	8,3	8,5	8,8
23,6	5,0	5,3	5,5	5,8	6,0	6,3	6,6	6,8	7,1	7,3	7,6	7,8	8,1	8,3	8,6
23,8	4,7	5,0	5,2	5,5	5,7	6,0	6,3	6,5	6,8	7,0	7,3	7,5	7,8	8,0	8,3
24°	4,5	4,8	5,0	5,3	5,5	5,8	6,1	6,3	6,6	6,8	7,1	7,3	7,6	7,8	8,1
24,2	4,3	4,6	4,8	5,1	5,3	5,6	5,9	6,1	6,4	6,6	6,9	7,1	7,4	7,6	7,9
24,4	4,1	4,4	4,6	4,9	5,1	5,4	5,7	5,9	6,2	6,4	6,7	6,9	7,2	7,4	7,7
24,6	3,9	4,2	4,4	4,7	4,9	5,2	5,4	5,7	5,9	6,2	6,4	6,6	6,9	7,1	7,4
24,8	3,7	4,0	4,2	4,5	4,7	5,0	5,2	5,5	5,7	6,0	6,2	6,4	6,7	6,9	7,2
25°	3,5	3,8	4,0	4,3	4,5	4,8	5,0	5,3	5,5	5,8	6,0	6,2	6,5	6,7	7,0

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

T_s-T_h \ T_h	**20°**	20,2	20,4	20,6	20,8	**21°**	21,2	21,4	2,16	21,8	**22°**	22,2	22,4	22,6	22,8
20°	13,8	14,0	14,3	14,5	14,8	15,0	15,2	15,4	15,7	15,9	16,1	16,3	16,5	16,8	17,0
20,2	13,5	13,7	14,0	14,2	14,5	14,7	14,9	15,1	15,4	15,6	15,8	16,0	16,2	16,5	16,7
20,4	13,2	13,4	13,7	13,9	14,2	14,4	14,6	14,8	15,1	15,3	15,5	15,7	15,9	16,2	16,4
20,6	12,8	13,0	13,3	13,5	13,8	14,0	14,2	14,4	14,7	14,9	15,1	15,3	15,5	15,8	16,0
20,8	12,5	12,7	13,0	13,2	13,5	13,7	13,9	14,1	14,4	14,6	14,8	15,0	15,2	15,5	15,7
21°	12,2	12,4	12,7	12,9	13,2	13,4	13,6	13,8	14,1	14,3	14,5	14,7	14,9	15,2	15,4
21,2	11,9	12,1	12,4	12,6	12,9	13,1	13,4	13,6	13,8	14,1	14,3	14,5	14,7	14,9	15,1
21,4	11,6	11,8	12,1	12,3	12,6	12,8	13,0	13,3	13,5	13,8	14,0	14,2	14,4	14,6	14,8
21,6	11,4	11,6	11,9	12,1	12,4	12,6	12,8	13,1	13,3	13,6	13,8	14,0	14,2	14,4	14,6
21,8	11,1	11,3	11,6	11,8	12,1	12,3	12,5	12,8	13,0	13,3	13,5	13,7	13,9	14,1	14,3
22°	10,8	11,0	11,3	11,5	11,8	12,0	12,3	12,5	12,8	13,0	13,3	13,5	13,7	13,8	14,0
22,2	10,5	10,7	11,0	11,2	11,5	11,7	12,0	12,2	12,5	12,7	13,0	13,2	13,4	13,5	13,7
22,4	10,3	10,5	10,7	11,0	11,2	11,4	11,7	11,9	12,2	12,4	12,7	12,9	13,1	13,2	13,4
22,6	10,0	10,2	10,5	10,7	11,0	11,2	11,4	11,6	11,9	12,1	12,3	12,5	12,7	12,9	13,1
22,8	9,8	10,0	10,2	10,5	10,7	10,9	11,1	11,3	11,6	11,8	12,0	12,2	12,4	12,7	12,9
23°	9,5	9,7	9,9	10,2	10,4	10,6	10,8	11,0	11,3	11,5	11,7	11,9	12,1	12,4	12,6
23,2	9,3	9,5	9,7	10,0	10,2	10,4	10,6	10,8	11,1	11,3	11,5	11,7	11,9	12,1	12,3
23,4	9,0	9,2	9,4	9,7	9,9	10,1	10,3	10,5	10,8	11,0	11,2	11,4	11,6	11,9	12,1
23,6	8,8	9,0	9,2	9,5	9,7	9,9	10,1	10,3	10,6	10,8	11,0	11,2	11,4	11,6	11,8
23,8	8,5	8,7	8,9	9,2	9,4	9,6	9,8	10,0	10,3	10,5	10,7	10,9	11,1	11,4	11,6
24°	8,3	8,5	8,7	9,0	9,2	9,4	9,6	9,8	10,1	10,3	10,5	10,7	10,9	11,1	11,3
24,2	8,1	8,3	8,5	8,8	9,0	9,2	9,4	9,6	9,9	10,1	10,3	10,5	10,7	10,9	11,1
24,4	7,9	8,1	8,3	8,6	8,8	9,0	9,2	9,4	9,7	9,9	10,1	10,3	10,5	10,7	10,9
24,6	7,6	7,8	8,0	8,3	8,5	8,7	8,9	9,1	9,4	9,6	9,8	10,0	10,2	10,4	10,6
24,8	7,4	7,6	7,8	8,1	8,3	8,5	8,7	8,9	9,2	9,4	9,6	9,8	10,0	10,2	10,4
25°	7,2	7,4	7,6	7,9	8,1	8,3	8,5	8,7	9,0	9,2	9,4	9,6	9,8	10,0	10,2

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

T_s-T_h \ T_h	23°	23,2	23,4	23,6	23,8	24°	24,2	24,4	24,6	24,8	25°	25,2	25,4	25,6	25,8
20°	17,2	17,4	17,6	17,9	18,1	18,3	18,5	18,7	18,9	19,1	19,3	19,5	19,7	19,8	20,0
20,2	16,9	17,1	17,3	17,6	17,8	18,0	18,2	18,4	18,6	18,8	19,0	19,2	19,4	19,5	19,7
20,4	16,6	16,8	17,0	17,3	17,5	17,7	17,9	18,1	18,3	18,5	18,7	18,9	19,1	19,2	19,4
20,6	16,2	16,4	16,6	16,9	17,1	17,3	17,5	17,7	17,9	18,1	18,3	18,5	18,7	18,8	19,0
20,8	15,9	16,1	16,3	16,6	16,8	17,0	17,2	17,4	17,6	17,8	18,0	18,2	18,4	18,5	18,7
21°	15,6	15,8	16,0	16,3	16,5	16,7	16,9	17,1	17,3	17,5	17,7	17,9	18,1	18,2	18,4
21,2	15,3	15,5	15,7	16,0	16,2	16,4	16,6	16,8	17,0	17,2	17,4	17,6	17,8	17,9	18,1
21,4	15,0	15,2	15,4	15,7	15,9	16,1	16,3	16,5	16,7	16,9	17,1	17,3	17,5	17,6	17,8
21,6	14,8	15,0	15,2	15,5	15,7	15,9	16,1	16,3	16,5	16,7	16,9	17,1	17,3	17,4	17,6
21,8	14,5	14,7	14,9	15,2	15,4	15,6	15,8	16,0	16,2	16,4	16,6	16,8	17,0	17,1	17,3
22°	14,2	14,4	14,6	14,9	15,1	15,3	15,5	15,7	15,9	16,1	16,3	16,5	16,7	16,8	17,0
22,2	13,9	14,1	14,3	14,6	14,8	15,0	15,2	15,4	15,6	15,8	16,0	16,2	16,4	16,5	16,7
22,4	13,6	13,8	14,0	14,3	14,5	14,7	14,9	15,1	15,3	15,5	15,7	15,9	16,1	16,2	16,4
22,6	13,4	13,6	13,8	14,0	14,2	14,4	14,6	14,8	15,0	15,2	15,4	15,6	15,8	15,9	16,1
22,8	13,1	13,3	13,5	13,7	13,9	14,1	14,3	14,5	14,7	14,9	15,1	15,3	15,5	15,6	15,8
23°	12,8	13,0	13,2	13,4	13,6	13,8	14,0	14,2	14,4	14,6	14,8	15,0	15,2	15,3	15,5
23,2	12,5	12,7	12,9	13,1	13,3	13,5	13,7	13,9	14,1	14,3	14,5	14,7	14,9	15,0	15,2
23,4	12,3	12,5	12,7	12,9	13,1	13,3	13,5	13,7	13,9	14,1	14,3	14,5	14,7	14,8	15,0
23,6	12,0	12,2	12,4	12,6	12,8	13,0	13,2	13,4	13,6	13,8	14,0	14,2	14,4	14,5	14,7
23,8	11,8	12,0	12,2	12,4	12,6	12,8	13,0	13,2	13,4	13,6	13,8	14,0	14,2	14,3	14,5
24°	11,5	11,7	11,9	12,1	12,3	12,5	12,7	12,9	13,1	13,3	13,5	13,7	13,9	14,0	14,2
24,2	11,3	11,5	11,7	11,9	12,1	12,3	12,5	12,7	12,9	13,1	13,3	13,5	13,7	13,8	14,0
24,4	11,1	11,3	11,5	11,7	11,9	12,1	12,3	12,5	12,6	12,8	13,0	13,2	13,4	13,5	13,7
24,6	10,8	11,0	11,2	11,4	11,6	11,8	12,0	12,2	12,4	12,6	12,8	13,0	13,2	13,3	13,5
24,8	10,6	10,8	11,0	11,2	11,4	11,6	11,8	12,0	12,1	12,3	12,5	12,7	12,9	13,0	13,2
25°	10,4	10,6	10,8	11,0	11,2	11,4	11,6	11,8	11,9	12,1	12,3	12,5	12,7	12,8	13,0

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

T_s-T_h \ T_h	**26°**	26,2	26,4	26,6	26,8	**27°**	27,2	27,4	27,6	27,8	**28°**	28,2	28,4	28,6	28,8
20°	20,2	20,4	20,6	20,7	20,9	21,1	21,3	21,5	21,6	21,8	22,0	22,2	22,3	22,5	22,6
20,2	19,9	20,1	20,3	20,4	20,6	20,8	21,0	21,2	21,3	21,5	21,7	21,9	22,0	22,2	22,3
20,4	19,6	19,8	20,0	20,1	20,3	20,5	20,7	20,9	21,0	21,2	21,4	21,6	21,7	21,9	22,0
20,6	19,2	19,4	19,6	19,7	19,9	20,1	20,3	20,5	20,6	20,8	21,0	21,2	21,3	21,5	21,6
20,8	18,9	19,1	19,3	19,4	19,6	19,8	20,0	20,2	20,3	20,5	20,7	20,9	21,0	21,2	21,3
21°	18,6	18,8	19,0	19,1	19,3	19,5	19,7	19,9	20,0	20,2	20,4	20,6	20,7	20,9	21,0
21,2	18,3	18,5	18,7	18,8	19,0	19,2	19,4	19,6	19,7	19,9	20,1	20,3	20,4	20,6	20,7
21,4	18,0	18,2	18,4	18,5	18,7	18,9	19,1	19,3	19,4	19,6	19,8	20,0	20,1	20,3	20,4
21,6	17,8	18,0	18,1	18,3	18,4	18,6	18,8	19,0	19,1	19,3	19,5	19,7	19,8	20,0	20,1
21,8	17,5	17,7	17,8	18,0	18,1	18,3	18,5	18,7	18,8	19,0	19,2	19,4	19,5	19,7	19,8
22°	17,2	17,4	17,5	17,7	17,8	18,0	18,2	18,4	18,5	18,7	18,9	19,1	19,2	19,4	19,5
22,2	16,9	17,1	17,2	17,4	17,5	17,7	17,9	18,1	18,2	18,4	18,6	18,8	18,9	19,1	19,2
22,4	16,6	16,8	16,9	17,1	17,2	17,4	17,6	17,8	17,9	18,1	18,3	18,5	18,6	18,8	18,9
22,6	16,3	16,5	16,7	16.8	17,0	17,2	17,4	17,6	17,7	17,9	18,1	18,3	18,4	18,6	18,7
22,8	16,0	16,2	16,4	16,5	16,7	16,9	17,1	17,3	17,4	17,6	17,8	18,0	18,1	18,3	18,4
23°	15,7	15,9	16,1	16,2	16,4	16,6	16,8	17,0	17,1	17,3	17,5	17,7	17,8	18,0	18,1
23,2	15,4	15,6	15,8	15,9	16,1	16,3	16,5	16,7	16,8	17,0	17,2	17,4	17,5	17,7	17,8
23,4	15,2	15,4	15,6	15,7	15,9	16,1	16,3	16,5	16,6	16,8	17,0	17,2	17,3	17,5	17,6
23,6	14,9	15,1	15,3	15,4	15,6	15,8	16,0	16,2	16,3	16,5	16,7	16,9	17,0	17,2	17,3
23,8	14,7	14,9	15,1	15,2	15,4	15,6	15,8	16,0	16,1	16,3	16,5	16,7	16,8	17,0	17,1
24°	14,4	14,6	14,8	14,9	15,1	15,3	15,5	15,7	15,8	16,0	16,2	16,4	16,5	16,7	16,8
24,2	14,2	14,4	14,6	14,7	14,9	15,1	15,3	15,4	15,6	15,7	15,9	16,1	16,2	16,4	16,5
24,4	13,9	14,1	14,3	14,4	14,6	14,8	15,0	15,2	15,3	15,5	15,7	15,9	16,0	16,2	16,3
24,6	13,7	13,9	14,1	14,2	14,4	14,6	14,8	14,9	15,1	15,2	15,4	15,6	15,7	15,9	16,0
24,8	13,4	13,6	13,8	13,9	14,1	14,3	14,5	14,7	14,8	15,0	15,2	15,4	15,5	15,7	15,8
25°	13,2	13,4	13,6	13,7	13,9	14,1	14,3	14,4	14,6	14,7	14,9	15,1	15,2	15,4	15,5

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

T_s-T_h \ T_h	**29°**	29.2	29,4	29,6	29,8	**30°**	30,2	30,4	30,6	30,8	**31°**	31,2	31,4	31,6	31,8
20°	22,8	23,0	23,2	23,3	23,5	23,7	23,9	24,0	24,2	24,3	24,4	24,7	24,8	25,0	25,1
20,2	22,5	22,7	22,9	23,0	23,2	23,4	23,6	23,7	23,9	24,0	24,2	24,3	24,5	24,6	24,8
20,4	22,2	22,4	22,5	22,7	22,8	23,0	23,2	23,3	23,5	23,6	23,8	24,0	24,1	24,3	24,4
20,6	21,8	22,0	22,2	22,3	22,5	22,7	22,9	23,0	23,2	23,3	23,5	23,6	23,8	23,9	24,1
20,8	21,5	21,7	21,8	22,0	22,1	22,3	22,5	22,6	22,8	22,9	23,1	23,3	23,4	23,6	23,7
21°	21,2	21,4	21,5	21,7	21,8	22.0	22,2	22,3	22,5	22,6	22,8	22,9	23,1	23,2	23,4
21,2	20,9	21,1	21,2	21,4	21,5	21,7	21,9	22,0	22,2	22,3	22,5	22,6	22,8	22,9	23,1
21,4	20,6	20,8	20,9	21,1	21,2	21,4	21,6	21,7	21,9	22,0	22,2	22,3	22,5	22,6	22,8
21,6	20,3	20,5	20,6	20,8	20,9	21,1	21,2	21,4	21,5	21,7	21,8	22,0	22,1	22,3	22,4
21,8	20,0	20,2	20,3	20,5	20,6	20,8	20,9	21,1	21,2	21,4	21,5	21,7	21,8	22,0	22,1
22°	19,7	19,9	20,0	20,2	20,3	20,5	20,6	20,8	20,9	21,1	21,2	21,4	21,5	21,7	21,8
22,2	19,4	19,6	19,7	19,9	20,0	20,2	20,3	20,5	20,6	20,8	20,9	21,1	21,2	21,4	21,5
22,4	19,1	19,3	19,4	19,6	19,7	19,9	20,0	20,2	20,3	20,5	20,6	20,8	20,9	21,1	21,2
22,6	18,9	19,1	19,2	19,4	19,5	19,7	19,8	20,0	20,1	20,3	20,4	20,5	20,7	20,8	21,0
22,8	18,6	18,8	18,9	19,1	19,2	19,4	19,5	19,7	19,8	20,0	20,1	20,2	20,4	20,5	20,7
23°	18,3	18,5	18,6	18,8	18,9	19,1	19,2	19,4	19,5	19,7	19,8	19,9	20,1	20,2	20,4
23,2	18,0	18,2	18,3	18,5	18,6	18,8	18,9	19,1	19,2	19,4	19,5	19,6	19,8	19,9	20,1
23,4	17,8	18,0	18,1	18,3	18,4	18,6	18,7	18,9	19,0	19,2	19,3	19,4	19,6	19,7	19,9
23,6	17,5	17,7	17,8	18,0	18,1	18,3	18,4	18,6	18,7	18,9	19,0	19,1	19,3	19,4	19,6
23,8	17,3	17,5	17,6	17,8	17,9	18,1	18,2	18,4	18,5	18,7	18,8	18,9	19,1	19,2	19,4
24°	17,0	17,2	17,3	17,5	17,6	17,8	17,9	18,1	18,2	18,4	18,5	18,6	18,8	18,9	19,1
24,2	16,7	16,9	17,0	17,2	17,3	17,5	17,6	17,8	17,9	18,1	18,3	18,3	18,5	18,6	18,8
24,4	16,5	16,7	16,8	17,0	17,1	17,3	17,4	17,6	17,7	17,9	18,0	18,1	18,3	18.4	18,6
24,6	16,2	16,4	16,5	16,7	16,8	17,0	17,1	17,3	17,4	17,6	17,7	17,8	18,0	18,1	18,3
24,8	16,0	16,2	16,3	16,5	16,6	16,8	16,9	17,1	17,2	17,4	17,5	17,6	17,8	17,9	18,1
25°	15,7	15,9	16,0	16,2	16,3	16,5	16,6	16,8	16,9	17,1	17,2	17,3	17,5	17,6	17,8

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

T_s-T_h \ T_h	32°	32,2	32,4	32,6	32,8	33°	33,2	33,4	33,6	33,8	34°	34,2	34,4	34,6	34,8
20°	25,3	25,4	25,6	25,7	25,9	26,0	26,1	26,3	26,4	26,6	26,7	26,8	26,9	27,1	27,2
20,2	24,9	25,0	25,2	25,3	25,5	25,6	25,7	25,9	26,0	26,2	26,3	26,4	26,6	26,7	26,9
20,4	24,6	24,7	24,9	25,0	25,2	25,3	25,4	25,6	25,7	25,9	26,0	26,1	26,2	26,4	26,5
20,6	24,2	24,3	24,5	24,6	24,8	24,9	25,0	25,2	25,3	25,5	25,6	25,7	25,9	26,0	26,2
20,8	23,9	24,0	24,2	24,3	24,5	24,6	24,7	24,9	25,0	25,2	25,3	25,4	25,5	25,7	25,8
21°	23,5	23,6	23,8	23,9	24,1	24,2	24,3	24,5	24,6	24,8	24,9	25,0	25,2	25,3	25,5
21,2	23,2	23,3	23,5	23,6	23,8	23,9	24,0	24,2	24,3	24,5	24,6	24,7	24,9	25,0	25,2
21,4	22,9	23,0	23,2	23,3	23,5	23,6	23,7	23,9	24,0	24,2	24,3	24,4	24,6	24,7	24,9
21,6	22,6	22,7	22,9	23,0	23,2	23,3	23,4	23,6	23,7	23,9	24,0	24,1	24,2	24,4	24,5
21,8	22,3	22,4	22,6	22,7	22,9	23,0	23,1	23,3	23,4	23,6	23,7	23,8	23,9	24,1	24,2
22°	22,0	22,1	22,3	22,4	22,6	22,7	22,8	23,0	23,1	23,3	23,4	23,5	23,6	23,8	23,9
22,2	21,7	21,8	22,0	22,1	22,3	22,4	22,5	22,7	22,8	23,0	23,1	23,2	23,3	23,5	23,6
22,4	21,4	21,5	21,7	21,8	22,0	22,1	22,2	22,4	22,5	22,7	22,8	22,9	23,0	23,2	23,3
22,6	21,1	21,2	21,4	21,5	21,7	21,8	21,9	22,1	22,2	22,4	22,5	22,6	22,8	22,9	23,1
22,8	20,8	20,9	21,1	21,2	21,4	21,5	21,6	21,8	21,9	22,1	22,2	22,3	22,5	22,6	22,8
23°	20,5	20,6	20,8	20,9	21,1	21,2	21,3	21,5	21,6	21,8	21,9	22,0	22,2	22,3	22,5
23,2	20,2	20,3	20,5	20,6	20,8	20,9	21,0	21,2	21,3	21,5	21,6	21,7	21,9	22,0	22,2
23,4	20,0	20,1	20,3	20,4	20,6	20,7	20,8	21,0	21,1	21,3	21,4	21,5	21,6	21,8	21,9
23,6	19,7	19,8	20,0	20,1	20,3	20,4	20,5	20,7	20,8	21,0	21,1	21,2	21,4	21,5	21,7
23,8	19,5	19,6	19,8	19,9	20,1	20,2	20,3	20,5	20,6	20,8	20,9	21,0	21,1	21,3	21,4
24°	19,2	19,3	19,5	19,6	19,8	19,9	20,2	20,2	20,3	20,5	20,6	20,7	20,8	21,0	21,1
24,2	18,9	19,0	19,2	19,3	19,5	19,6	19,7	19,9	20,0	20,2	20,3	20,4	20,6	20,7	20,9
24,4	18,7	18,8	19,0	19,1	19,3	19,4	19,5	19,7	19,8	20,0	20,1	20,2	20,3	20,5	20,6
24,6	18,4	18,5	18,7	18,8	19,0	19,1	19,2	19,4	19,5	19,7	19,8	19,9	20,1	20,2	20,4
24,8	18,2	18,3	18,5	18,6	18,8	18,9	19,0	19,2	19,3	19,5	19,6	19,7	19,8	20,0	20,1
25°	17,9	18,0	18,2	18,3	18,5	18,6	18,7	18,9	19,0	19,2	19,3	19,4	19,6	19,7	19,9

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

T_s-T \ T_h	35°	35,2	35,4	35,6	35,8	36°	36,2	36,4	36,6	36,8	37°	37,2	37,4	37,6	37,8
20°	27,3	27,4	27,6	27,8	27,9	28,0	28,1	28,2	28,4	28,5	28,6	28,7	28,9	29,0	29,1
20,2	27,0	27,1	27,3	27,5	27,6	27,7	27,8	27,9	28,1	28,2	28,3	28,4	28,5	28,7	28,8
20,4	26,6	26,7	26,9	27,1	27,2	27,3	27,4	27,6	27,7	27,8	27,9	28,0	28,2	28,3	28,4
20,6	26,3	26,5	26,6	27,7	27,8	27,0	27,1	27,3	27,4	27,5	27,6	27,7	27,8	28,0	28,1
20,8	25,9	26,0	26,2	26,4	26,5	26,6	26,7	26,9	27,0	27,1	27,2	27,3	27,5	27,6	27,7
21°	25,6	25,7	25,9	26,0	26,2	26,3	26,4	26,5	26,7	26,8	26,9	27,0	27,1	27,3	27,4
21,2	25,3	25,4	25,6	25,8	25,9	26,0	26,1	26,2	26,4	26,5	26,6	26,7	26,8	27,0	27,1
21,4	25,0	25,1	25,3	25,5	25,6	25,7	25,8	25,9	26,1	26,2	26,3	26,4	26,5	26,6	26,8
21,6	24,6	24,7	24,9	25,1	25,2	25,3	25,5	25,6	25,7	25,9	26,0	26,1	26,3	26,4	26,5
21,8	24,3	24,5	24,6	24,8	24,9	25,0	25,2	25,3	25,4	25,6	25,7	25,9	26,0	26,1	26,2
22°	24,0	24,1	24,3	24,4	24,6	24,7	24,8	25,0	25,1	25,2	25,4	25,5	25,7	25,8	25,9
22,2	23,7	23,8	24,0	24,2	24,3	24,4	24,6	24,7	24,8	24,9	25,1				
22,4	23,4	23,6	23,7	23,8	23,9	24,1	24,3	24,4	24,6	24,7	24,8				
22,6	23,2	23,3	23,5	23,7	23,8	23,9	24,0	24,1	24,2	24,4	24,5				
22,8	22,9	23,0	23,2	23,3	23,4	23,6	23,7	23,9	24,0	24,1	24,2				
23°	22,6	22,7	22,9	23,0	23,1	23,3	23,4	23,5	23,6	23,7	23,9				
23,2	22,3	22,4	22,6	22,8	22,9	23,0									
23,4	22,0	22,1	22,3	22,4	22,6	22,7									
23,6	21,8	21,9	22,1	22,2	22,3	22,5									
23,8	21,5	21,6	21,8	21,9	22,0	22,2									
24°	21,2	21,3	21,5	21,6	21,8	21,9									
24,2	21,0														
24,4	20,7														
24,6	20,5														
24,8	20,2														
25°	20,0														

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

T_s-T_h \ T_h	**38°**	38,2	38,4	38,6	38,8	**39°**	39,2	39,4	39,6	39,8	**40°**
20°	29,2	29,3	29,5	29,6	29,7	29,8	29,9	30,1	30,2	30,3	30,4
20,2	28,9	29,0	29,1	29,3	29,4	29,5					
20,4	28,5	28,6	28,7	28,9	29,0	29,1					
20,6	28,2	28,3	28,5	28,7	28,9	28,9					
20,8	27,8	27,9	28,1	28,2	28,3	28,4					
21°	27,5	27,6	27,7	27,9	28,0	28,1					
21,2	27,2										
21,4	26,9										
21,6	26,6										
21,8	26,3										
22°	26,0										
22,2											
22,4											
22,6											
22,8											
23°											
23,2											
23,4											
23,6											
23,8											
24°											
24,2											
24,4											
24,6											
24,8											
25°											

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

TENSION DE VALEUR SATURANTE DE L'EAU

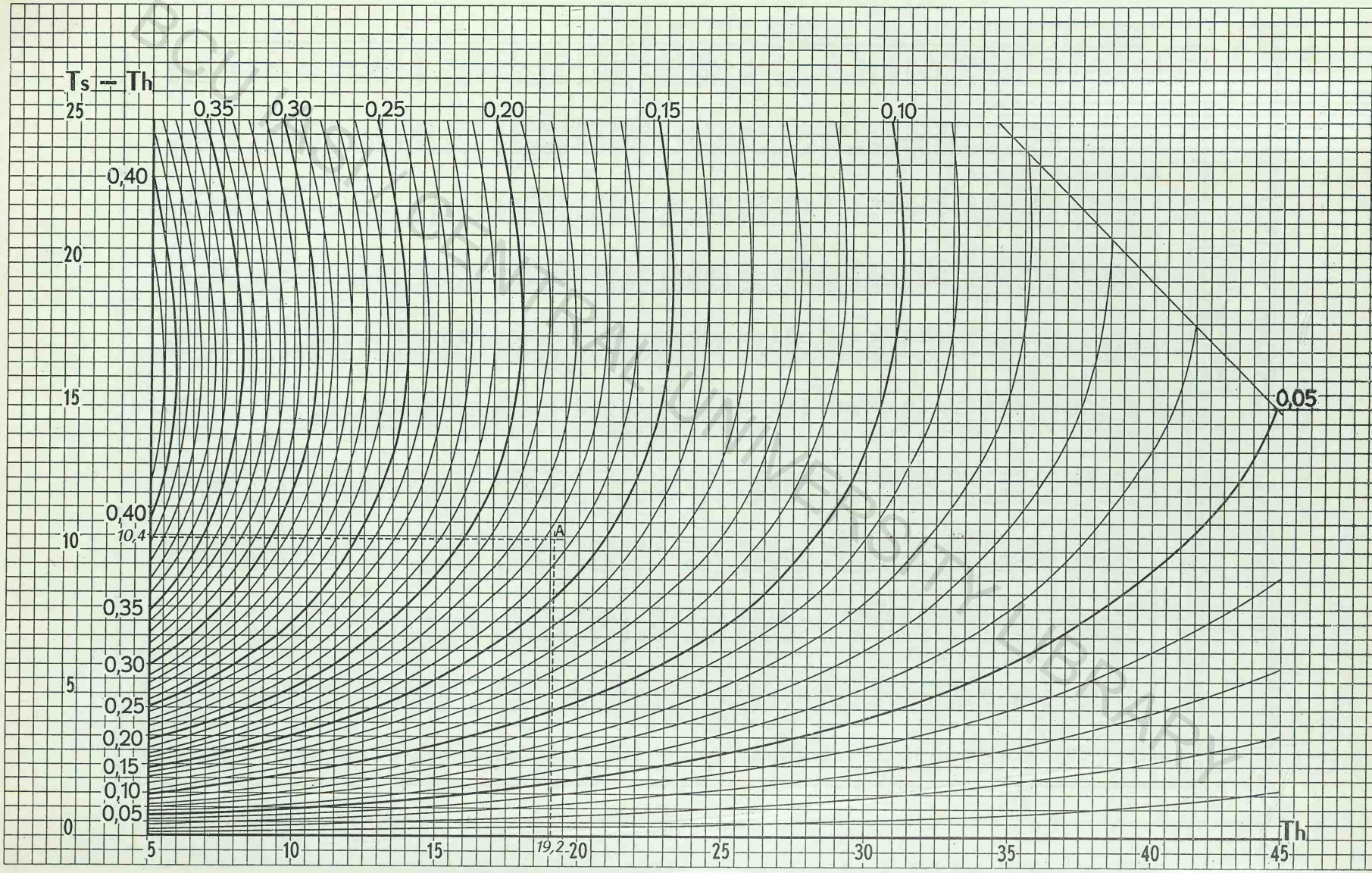
e_w en millibars (mb) — Température en °C

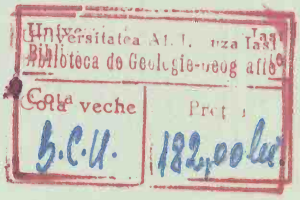
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
0	6,108	6,153	6,198	6,243	6,288	6,333	6,380	6,426	6,473	6,519
1	6,566	6,614	6,662	6,711	6,759	6,807	6,857	6,906	6,956	7,005
2	7,055	7,106	7,157	7,209	7,260	7,311	7,364	7,417	7,469	7,522
3	7,575	7,630	7,684	7,739	7,793	7,848	7,904	7,960	8,017	8,073
4	8,129	8,187	8,245	8,304	8,362	8,420	8,480	8,540	8,599	8,659
5	8,719	8,781	8,843	8,904	8,966	9,028	9,092	9,156	9,219	9,283
6	9,347	9,413	9,478	9,544	9,609	9,675	9,742	9,809	9,876	9,943
7	10,01	10,08	10,15	10,22	10,29	10,36	10,43	10,50	10,58	10,65
8	10,72	10,79	10,87	10,94	11,02	11,09	11,17	11,24	11,32	11,39
9	11,47	11,55	11,63	11,71	11,79	11,87	11,95	12,03	12,11	12,19
10	12,27	12,35	12,44	12,52	12,61	12,69	12,78	12,86	12,95	13,03
11	13,12	13,21	13,30	13,38	13,47	13,56	13,65	13,74	13,84	13,95
12	14,02	14,11	14,21	14,30	14,40	14,49	14,59	14,68	14,78	14,87
13	14,97	15,07	15,17	15,27	15,37	15,47	15,57	15,67	15,78	15,88
14	15,98	16,08	16,19	16,29	16,40	16,50	16,61	16,72	16,82	16,93
15	17,04	17,15	17,26	17,38	17,49	17,60	17,71	17,83	17,94	18,06
16	18,17	18,29	18,41	18,52	18,64	18,76	18,88	19,00	19,13	19,25
17	19,37	19,49	19,62	19,74	19,87	19,99	20,12	20,25	20,37	20,50
18	20,63	20,76	20,89	21,03	21,16	21,29	21,42	21,56	21,69	21,83
19	21,96	22,10	22,24	22,38	22,52	22,66	22,80	22,94	23,09	23,23
20	23,37	23,52	23,67	23,41	23,96	24,11	24,26	24,41	24,56	24,71
21	24,86	25,02	25,17	25,33	25,48	25,64	25,80	25,96	26,11	26,27
22	26,43	26,59	26,76	26,92	27,09	27,25	27,42	27,59	27,75	27,92
23	28,09	28,26	28,43	28,61	28,78	28,95	29,13	29,30	29,48	29,65
24	29,83	30,01	30,19	30,38	30,56	30,74	30,93	31,11	31,30	31,48
25	31,67	31,86	32,05	32,25	32,44	32,63	32,83	33,02	33,22	33,41
26	33,61	33,81	34,01	34,22	34,42	34,62	34,83	35,03	35,24	35,44
27	35,65	35,86	36,07	36,29	36,50	36,71	36,93	37,15	37,36	37,58
28	37,80	38,02	38,24	38,47	38,69	38,91	39,14	39,37	39,60	39,83
29	40,06	40,29	40,53	40,76	40,99	41,23	41,47	41,71	41,95	42,19
30	42,43	42,68	42,92	43,17	43,41	43,66	43,91	44,17	44,42	44,68
31	44,93	45,19	45,45	45,70	45,96	46,22	46,49	46,75	47,02	47,28
32	47,55	47,82	48,09	48,37	48,64	48,91	49,19	49,47	49,75	50,03
33	50,31	50,60	50,88	51,17	51,45	51,74	52,03	52,32	52,62	52,91
34	53,20	53,50	53,80	54,10	54,40	54,70	55,01	55,32	55,62	55,93
35	56,24	56,55	56,87	57,18	57,50	57,81	58,13	58,45	58,78	59,10
36	59,42	59,75	60,08	60,41	60,74	61,07	61,41	61,75	62,08	62,42
37	62,76	63,11	63,45	63,80	64,14	64,49	64,84	65,20	65,55	65,91
38	66,26	66,62	66,99	67,35	67,72	68,08	68,45	68,82	69,19	69,56
39	69,93	70,31	70,69	71,07	71,45	71,83	72,22	72,61	73,00	73,39
40	73,78	74,18	74,58	74,97	75,37	75,77	76,18	76,58	76,99	77,39
41	77,80	78,22	78,64	79,05	79,47	79,89	80,32	80,74	81,17	81,59
42	82,02	82,45	82,89	83,32	83,76	84,19	84,64	85,08	85,53	85,97
43	86,42	86,88	87,33	87,79	88,24	88,70	89,16	89,63	90,10	90,56
44	91,03	91,51	91,99	92,46	92,94	93,42	93,91	94,40	94,88	95,37
45	95,86	96,36	96,86	97,35	97,85	98,35	98,86	99,37	99,88	100,4
46	100,9	101,4	101,9	102,5	103,0	103,5	104,0	104,6	105,1	105,7
47	106,2	106,7	107,3	107,8	108,4	108,9	109,5	110,0	110,6	111,1
48	111,7	112,3	112,8	113,4	113,9	114,5	115,1	115,7	116,2	116,8
49	117,4	118,0	118,6	119,2	119,8	120,4	121,0	121,6	122,2	122,8
50	123,4	124,0	124,6	125,3	125,9	126,5	127,1	127,8	128,4	129,1
51	129,7	130,3	131,0	131,6	132,3	132,9	133,6	134,2	134,9	135,5
52	136,2	136,9	137,5	138,2	138,8	139,5	140,2	140,9	141,6	142,3
53	143,0	143,7	144,4	145,1	145,8	146,5	147,2	147,9	148,9	149,4
54	150,1	150,8	151,5	152,3	153,0	153,7	154,5	155,2	156,0	156,7
55	157,5	158,3	159,0	159,8	160,5	161,3	162,1	162,9	163,6	164,4
56	165,2	166,0	166,8	167,5	168,3	169,1	169,9	170,7	171,6	172,4
57	173,2	174,0	174,8	175,7	176,5	177,3	178,1	179,0	179,8	180,7
58	181,5	182,4	183,2	184,1	184,9	185,8	186,7	187,6	188,4	189,3
59	190,2	191,1	192,0	192,9	193,8	194,7	195,6	196,5	197,5	198,4
60	199,3									

BUHAST / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

CORRECTIONS DE PRESSION ATMOSPHÉRIQUE

Abaque donnant les valeurs de ΔU (en ‰) pour une correction de pression de -10 m b





ACHEVÉ D'IMPRIMER
SUR LES PRESSES DES
IMPRIMERIES OBERTHUR

N° d'Édition : 1097
Dépôt légal : 4e trimestre 1962
N° 6332

N° de code : **550-23**

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY